DIE BAUTECHNIK

UNIVERSITY OF
ILLINOIS LIBRARY
AT URBANA-CHAMPAIGN
ENGINEERING

Digitized by the Internet Archive
in 2026 with funding from
University of Illinois Urbana-Champaign

https://archive.org/details/diebautechnik6192unse

DIE BAUTECHNIK

FACHSCHRIFT
FÜR DAS GESAMTE BAUINGENIEURWESEN

SCHRIFTLEITUNG
GEH. REGIERUNGSRAT A. LASKUS

VI. JAHRGANG
1928

MIT 2936 TEXTABBILDUNGEN

BERLIN 1928
VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

Alle Rechte vorbehalten. — Nachdruck verboten.

620.5
BAU
v.6

ENGINEERING
LIBRARY

LIBRARY
UNIVERSITY OF ILLINOIS
URBANA

Inhalts-Verzeichnis des 6. Jahrganges, 1928.

V = Vermischtes. *Z* = Zuschrift.

Seite

Abdichtung von Bauwerken gegen Grundwasser 76
— von Bauwerken 760
Abraumförderbrücken. Rationalisierung im Eisenbau 84
— Brückenkabelbagger für eine Braunkohlengrube. *V* 690
Abwasser s. Be- und Entwässerungsanlagen.
Alsleben. Saalebrücke bei —. *V* . . . 115
Anderten. Schleuse des Mittellandkanals 45, 345
Ausstellung. Straßenbahn— in Essen. *V* 199
Bahnhofsanlagen. Ladestraßenkante aus Beton 100
— Praktische Anordnung von Viehrampen 256
— Neubau des Empfangsgebäudes auf Bahnhof Lens. *V* 633
— Neue Bahnsteighallen in Königsberg i. Pr. 659, 681, 707, 729
— Rampen- und Bahnsteigmauern 710
Basel. Gleichwertige Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis — 431, 450
v. Bassermann-Jordan, Prof., Dr.-Ing. ehr. *V* 404
Baugeräte und Baumaschinen. Autokrane im amerikanischen Baubetriebe . . 113
— Misch- und Fördereinrichtung für Gußbeton. *V* 138
— Schwimmende Bandförderanlage für Baggergut. *V* 238
— Neuartiger Tunnelvortrieb im Bereiche des städtischen Tiefbaues 287
— Gebläse zum Reinigen der Betonzuschläge. *V* 418
— Maschinen für den Straßenbau und die Straßenpflege 480, 509
— Auswechslung von eisernen Eisenbahnbrücken mit Kranwagen . 607, 646, 685
— Kabelkran für die Rüstträgermontage leichter Straßenbrücken in Ostindien 610
— Brückenkabelbagger für eine Braunkohlengrube. *V* 690
— Leistungsfähigkeit von Raupenbaggern . 691
— Querprofil-Kippregel 733
— Heinzelmann-Auflader. *V* 734
Baugrund. Druckverteilung im —. II. 205, 229
Baugrundforschung. Deutsche Gesellschaft für Bodenmechanik. *V* 714
— *V* 54, 760
— Tagung nordwestdeutscher Geologen in Wilhelmshaven. *V* 405
La Baume, Dipl.-Ing., Magistratsoberbaurat, Berlin. Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen 4, 41, 63
Baustahl. Niete aus Siliziumstahl . . . 49
— „Si-Stahl" der Freund-Aktiengesellschaft 515
—, amerikanischer. *V* 678
— Hochwertiger Stahl im Eisenbau . . . 722
Bausteineinrichtung, amerikanische. *V* 127
Baustoffe, s. a. Baustahl.
— Versuche über die Durchquellung von Dämmen aus durchlässigem Material mit und ohne Dichtungsschicht . . 112
— Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke als Straßenbaustoff. *V* 56
— Feuerbeständigkeit von Backsteinmauern. *V* 80
— Einkauf von Rostschutzfarben. *Z* . 200, 302

Seite

Baustoffe, Knickversuche mit Bauholz . . 920
— Untersuchungen über Solititzement . . 243
— — Berichtigung. *V* 314
— Änderung der Begriffserklärung von Hochofenzement. *V* 249
— Die Wirtschaftlichkeit der Beton-Zuschlagstoffe 271
— Gasbeton. *V* 417
— Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Tannenholz und von Eichenholz nach oftmals wiederholter Belastung und Entlastung . . 438
— Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton 526, 602
— Neues Schutzmittel gegen Erschütterungen. *V* 646
— Anweisung für Mörtel und Beton (AMB) 655
— Biegungsfestigkeit von Rundholz . . . 688
Be- und Entwässerungsanlagen, s. a. Meliorationsbauten, Hochwasserschutz.
— Emscher-Düker 46
— Ersatz eines geplanten Durchlasses durch ein Hebersiel an der Elbe bei Hamburg 57
— Vereinigung von Abwasser- und Regenwasserkanal. *V* 116
— Abwasserpumpwerk Schwelgern in Hamborn am Rhein 263, 285
— Drainage gegen Hangrutschungen. *V* . 289
— Die italienischen Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten 535
— Abwasserreinigungsanlage für die Stadt Flint, Mich. *V* 761
Beck, P., Oberbaurat, Bremerhaven. Bau zweier Klappbrücken über den Verbindungskanal zwischen Altem und Neuem Hafen zu Bremerhaven . . 668
Becker, K., Ingenieur, Darmstadt. Der Motorblock für Gleichstromblockung zur Sicherung der Eisenbahnzugfahrten 89
— Selbsttätige Signalanlagen für die Sicherung von Zugfahrten 759
Behrends s. Petzel.
Berlin. Verbindungstunnel zwischen dem Anhalter Bahnhof, Ecke Möckernstraße, Askanischer Platz, und dem Hotel Excelsior. *V* 43
— Eröffnung der II. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. *V* . 115
— Erweiterung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel. *V* 115
— Bau einer eisernen Fußgängernotbrücke . 126
— Eröffnung der III. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln. *V* . 261
— Gründung des Kleist-Lyzeums 407
— Stichbahn vom Ringbahnhof Jungfernheide nach Siemensstadt und Gartenfeld. *V* 533
— Untergrundbahnbauten in engen und gebrochenen Straßenzügen 715
— Auswechslung des Zugbandes der Stubenrauchbrücke 727
— Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Unter den Linden . 806
Berlin - Friedrichshagen. Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in — 4, 41, 63

Seite

Bern. Sulgenbachstollen 135, 195
Bernhard, K., Baurat Dr.-Ing. ehr., Berlin. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* 277
—, **R.,** Dr.-Ing., Berlin. Ein zweiter bemerkenswerter Brückenbau über den Delaware bei Philadelphia. *V* . . . 428
Berufsfragen. Mehr Zusammenhalt und Zielbewußtsein im Technikerstande . 424
Beyer, K., Prof. Dr.-Ing., Dresden. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* 276
Biermann, E., Regierungsbaumeister Dr.-Ing. Untergrundbahnbauten in engen und gebrochenen Straßenzügen . . 715
Bilfinger, Paul, †. *V* 54
Binnenwasserstraßen s. Wasserstraßen, Kanäle, Flußbau.
Bock, Oberregierungs- und -baurat, und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Natermann,** Essen. Wasserberuhigungseinrichtungen der umlauflosen Schiffschleusen des Wesel-Datteln-Kanals . 158
Bohny, Baurat Dr.-Ing., Sterkrade, Rhld. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* 275
— Dr.-Ing. ehr. *V* 714
Bolzum. Schleuse des Mittellandkanals . 368
Bräuning, Geh. Baurat, Dr.-Ing. ehr. *V* . 646
Bredow, H., Ehrensenator der T. H. Dresden. *V* 404
Bremerhaven. Bau zweier Klappbrücken über den Verbindungskanal zwischen Altem und Neuem Hafen 668
Bridgeburg (USA). Grenzbrücke über den Niagara. *V* 31
Briske, R., Dr.-Ing., Berlin. Brückenbauten in Tokio 840
Bristol (New Hampshire). Bau einer Staumauer mit Rücksicht auf spätere Erhöhung im Pemigewasset-River. *V* . 19
Brücken, s. a. Statik.
— Allgemeines:
— — Nietverbindungen bei — aus hochwertigen Stählen . . . 81, 96, *Z* 393
— — Verstärkung von Blechträger— durch seitlich angeordnete Hängewerke . . 122
— — Reiseeindrücke in der Schweiz und in dem der Schweiz benachbarten Lande Liechtenstein 291
— — Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen . 297, *Z* 646
— — Verwendung von Kabeln für Zugbänder weitgespannter Bogen— . . 308
— — Größte Momente und Querkräfte der — für regelspurige Nebenbahnen 476, *V* 645
— — Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton 526, 602, 641
— — Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten, steinernen Pfeilern und Widerlagern und steinernen — . . . . 615, *V* 713

869244

Seite

Brücken, Allgemeines: II. Internationale Tagung für —- und Hochbau in Wien. Bericht . . . 689, 700, 711, 722, 746
— — Künstlerische Gestaltung von Eisen- und Eisenbeton— 689
— — Stoßwirkung bewegter Lasten auf — 700
— — Vergleich der neuen französischen —vorschriften mit den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn 833
— Eisenbahnbrücken:
— — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927 . . . 1, 25
— — Blechrahmen— in Königsberg (Pr.) . 8
— — Vom Bau der Sydney—. *V* . . . 20
— — Grenz— über den Niagara. *V* . . 31
— — Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter — 37, 50
— — — Berichtigung. *V* 91
— — Thurbrücke in Schwarzenbach. *V* . 55
— —, hölzerne, über den South Canadian River (Texas). *V* 66
— — Inbetriebnahme der Ravenna-Br. *V* . 66
— — bei Wesel über den Rhein. *Z* . . 67
— — Bau der Spiegelstraßenunterführung am Ostkopfe des Bahnhofes Zwickau (Sa.) 72
— — verstärkung durch Schweißen (b. Leavenworth, Kansas). *V*. 78
— — bei Marienwerder—Münsterwalde (Westpr.) über die Weichsel. *V* . . 78
— — Hochwasserkatastrophe im Ost-Erzgebirge und ihre Einwirkung auf Reichsbahnanlagen 101
— — Abbruch der — über die Elbe und Havel auf der Strecke Berlin—Stendal 129
— — Erneuerung der eisernen Überbauten der Oderbrücke bei Frankfurt a. O. im Gleis Frankfurt—Reppen . . . 191
— — Sicherung von zwei Pfeilern der Saalachbrücke bei Bad Reichenhall . 203
— — über den Katharina-Fluß in Nordaustralien. *V*. 213
— — Bemerkenswerte Erfahrung bei der Erprobung einer russischen — . . . 239
— — Hubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam. *V* 272
— — Bau der neuen — über die Weichsel bei Sandomierz (Polen). *V* 288
— — Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau A.-G. auf Grube Eva-Renate 434
— — Bahnunterführung in Stettin-Pommerensdorf 436
— — über die Ahr bei Sinzig, Umbau . . 443
— — Brückenbauten am Kanal Wesel—Datteln, — bei Haltern 495
— —, geplante, über den Kleinen Belt. *V* 504
— — für die Stichbahn vom Ringbahnhof Jungfernheide nach Siemensstadt und Gartenfeld, Berlin. *V*. 533
— — Neubau des Ravennatalüberganges bei km 22 4/7 der Höllentalbahn . . . 559
— — Auswechslung von eisernen — mit Kranwagen 607, 648, 685
— — Verstärkung und Abdichtung kontinuierlicher Brückengewölbe in Hamburg 618
— — Hebung der Wilhelmsbr. in Rotterdam. *V* 631
— — Verwendung von Pilzdecken bei den Rampenbauten der neuen Hebebrücke über den Hackensackfluß in New Jersey (U. S. A.). *V* 645
— — Umbau der viergleisigen — über den Main bei Frankfurt 664
— — Klappbrücke über den Verbindungskanal zwischen Altem und Neuem Hafen zu Bremerhaven 668
— — Erneuerung der eisernen Überbauten der Weserbrücke bei Dreye (Bremen) 670
— — Belastungsprobe des Sitterviaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen bei St. Gallen 696
— — Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für drei neue Rheinbrücken bei Ludwigshafen—Mannheim, Speyer und Maxau. *V* 734, 844
— — über den Dnjepr 751

Seite

Brücken, Eisenbahnbrücken: Erneuerung der — über die Oder bei Oppeln . . 771
— Straßenbrücken:
— — Vom Bau der Sydney-Br. *V* . . . 20
— — Wettbewerb für eine — über den Niemenfluß in Kowno 22
— —, hölzerne, über den South Canadian River (Texas). *V* 66
— — Entwurf einer — über den Hengsteysee bei Hagen. *Z* 68
— — bei Marienwerder—Münsterwalde (Westpr.) über die Weichsel. *V* . . 78
— — Brückenverstärkung durch Schweißen (b. Leavenworth, Kansas). *V* . . . 78
— — Innbrücke bei Marktl 98
— — Wettbewerb für eine Moselbrücke in Koblenz. *V* 102
— — Hängebr. mit hochliegendem Versteifungsträger über die Loire bei Montjean. *V*. 103
— — Hängebr. über den Ohio in Portsmouth (O.) 108, 267
— — Saalebrücke bei Alsleben. *V* . . . 115
— — Bau einer eisernen Fußgängernotbr. in Berlin 126
— — Umfassende Bruchversuche an einer Eisenbetonbogenbrücke. *V* 140
— — Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller —. *V* 199
— — Hängebrücke von Florianopolis in Brasilien 217
— — Schutz des Hauptstrompfeilers der Carquinez-Br. *V* 238
— — 11,2 km langer Fahrverkehr-Viadukt an der Ausmündung des Holland-Tunnels (New Jersey). *V* 262
— — 90 Jahre alte hölzerne Brücke (in Camp Nelson, Ky.) 326
— — Straßen- u. Brückenbauplan in London. *V* 406
— — Eisenbeton-Pfahlbrücke über den Pontchartrain-See. *V* 416
— — über den Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin bei Schwedt a. d. Oder . . . 419
— — Zweiter bemerkenswerter Brückenbau über den Delaware b. Philadelphia. *V* 428
— — über die Unterhäupter der Schachtschleuse Anderten 436
— — Kabelbrücke über die Mount-Hope-Bucht. *V* 441
— — Brückenbauten am Kanal Wesel—Datteln 495
— —, geplante, über den Kleinen Belt. *V* 504
— — Wettbewerb in Bayern (über die Talschlucht der Ammer b. Echelsbach). *V* 506
— — über die Warthe bei Fichtwerder. *V* 532
— — in Süd-Idaho. *V* 533
— — Die italienischen Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten 535
— — Kabelkran für die Rüstträgermontage leichter — in Ostindien 610
— — über die Donau bei Novi-Sad . 612, 652, 692, 743, 835
— — Aufstellung der Hindenburgbrücke über den Neckar bei Wimpfen . . . 616
— — Straßenkreuzungen im Park von Chicago. *V* 620
— — Einiges vom neuzeitlichen japanischen Brückenbau 629, 840
— — Hindenburgbrücke über das Seltenreintal in Löbau (Sachsen) 635
— — Klappbrücke über den Verbindungskanal zwischen Altem und Neuem Hafen zu Bremerhaven 668
— — Auswechslung des Zugbandes der Stubenrauchbrücke in Berlin . . . 727
— — in den Nord-Carolina-Bergen. *V* . . 749
— — über den Dnjepr 751
— — Erweiterung der sogen. „Neuen“ Elbbrücke und der Billhorner Brücke in Hamburg 794
— — in Tokio 840

Bücherschau. Baumann, Das Holz als Baustoff, 2. Aufl. 189
— Deutscher Reichsbahn-Kalender f. 1928 190
Berger, Die wirtschaftliche Bemessung von Plattenbalken 766
Beyer s. Mohr.

Seite

Bücherschau. Böhm, Das Betonieren bei Frost 766
Bökemann s. Franzius.
Boerner, Statische Tabellen, 9. Aufl. . . 765
Bösenkopf, Der Brunnenbau 769
Böß, Wehr- und Stauanlagen 188
Brunner s. Karl.
Bryla, Podręcznik Inżynierski w zakresie inżynierji ladowej i wodnej (Ingenieur-Handbuch für das Gebiet des Land- und Wasser-Ingenieurbauwesens) . . 189
Carstanjen, Von der Bewegung des Wassers und den dabei auftretenden Kräften . 392
Dammer u. Tietze, Die nutzbaren Mineralien mit Ausnahme der Erze und Kohlen, 2. Aufl., II. Bd. 590
Dantscher u. Reindl, Wasserkraft-Jahrbuch 1927/28 589
David, Neuzeitliche freitragende Dacheindeckungen 388
Dencer - Mitzkat, Amerikanischer Eisenbau in Bureau und Werkstatt 763
Dischinger s. Handbuch für Eisenbetonbau.
Dreyer, Formelsammlung zur Festigkeits- und Elastizitätslehre, 4. Aufl. . . . 189
Ehnert, Die Entsandung städtischer Abwässer 587
Eiser, Neuzeitlicher Tresorbau 587
Emperger s. Handbuch für Eisenbetonbau.
Enyedi - Hoffner, Calcul graphique des Poutres continues à Palées solidaires à Fibres moyennes rectilignes, brisées ou courbes 769
Faltus, Fünfzehn Nomogramme für den Eisenbau 190
Feldhaus, Tage der Technik, Illustr. technisch-historischer Tages-Abreiß - Kalender 1929 769
Ficker s. Rubner.
Fischer, Die statische Berechnung des Straßenoberbaues mit besonderer Berücksichtigung der wassergebundenen Steinschlagbahnen 768
Flachsbart, Geschichte der Goslarer Wasserwirtschaft 390
Flägge, Die strenge Berechnung von Kreisplatten unter Einzellasten 768
Foerster, Graphostatik und Festigkeitslehre, 2. Aufl. 188
— Taschenbuch für Bauingenieure, 5. Aufl. 766
Franzius, Der Verkehrswasserbau . . . 186
Franzius u. Bökemann, See- und Hafenbau 389
Frey s. Lueger.
Frick u. Knöll, Die Konstruktion von Hochbauten, 5. Aufl. 189
Gesteschi, Hölzerne Dachkonstruktionen, ihre Ausbildung und Berechnung, 4. Aufl. 183
— Der Holzbau (Handbibliothek für Bauingenieure, IV. Teil, 2. Bd.) 391
Giedion, Bauen in Frankreich. Bauen in Eisen, Bauen in Eisenbeton 590
Göldel, Bemessungstafeln für Eisenbetonkonstruktionen 387
Graf s. Baumann.
Gregor, Der praktische Eisenhochbau, III. Bd. 768
Gruber s. Rubner.
Harsch s. Baumann.
Hauska, Berechnung forsttechnischer Bauwerke, Heft 2: Brücken aus Holz . . 187
Heilmann, Wasserversorgung 185
Hentrich, Der neuzeitliche Straßenbau, Teil IV: Betonstraßenbau 391
Hentze, Der Wasserbau, I. 188
Herschel s. Schaeffer.
Himmelsbach - Noël s. Baumann.
Hoffner s. Enyedi.
Homann, Der Viehstall, 6. Aufl. 589
Hort u. Hülsenkamp, Untersuchung von Spannungs- und Schwingungsmessern für Brücken 588
Hülsenkamp s. Hort.
Kapferer, Tabellen der Maximalkräfte und Maximalmomente durchlaufender Träger, 2. Aufl. 767
Karl u. Brunner, Brandschutz-Wegweiser für Industrie und Gewerbe 767
Kaufmann, Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen, Bd. I, 4. Aufl. 184

Seite

Bücherschau. Kaufmann, Vorträge über Mechanik als Grundlage für das Bau- und Maschinenwesen, I., 8. Aufl. . . 389
Keller, Gespannte Wässer 393
Kersten, Brücken in Eisenbeton, Bd. I, 6. Aufl. 388
Kleinlogel s. Hentrich.
Klinger, Die Stockwerks-Warmwasserheizung, 6. Aufl. 387
Knöll s. Frick.
Koch s. Carstanjen.
Kögler, Gewölbetabellen 764
Koehne, Grundwasserkunde 392
— Beiträge zur Grundwasserkunde . . 391
Kommerell u. Rein, Engerer Wettbewerb um Entwürfe für eine feste Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim 587
Krantz, Die Geologie im Ingenieur-Baufach 183
Kraus s. Handbuch für Eisenbetonbau.
Kulka, Der Eisenwasserbau 763
Lachmann s. Winkel.
Lang s. Baumann.
Laube, Das Großkraftwerk Klingenberg in Berlin-Rummelsburg 188
Lerche, Aus der Praxis des Veranschlagens von Eisenbetonbauten, 2. Aufl. . . . 763
Lorenz-Meyer, Die in- und ausländischen Eisenbetonbestimmungen. Bd. IX, 3. Aufl. d. Handbuches für Eisenbeton 587
Luegers Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften, 3. Aufl., IV. Bd. 185
Meyer, Die Dachdeckerarbeiten, 2. Aufl. 769
Miozzi, Die neue Brücke über die Piave bei Belluno 188
Mitzkat s. Dencer.
Möhle s. Spetzler.
Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik, 3. Aufl. . . 387
Möller, Die Wellen, die Schwingungen und die Naturkräfte, 2. Lfg. 588
Monypenny-Schäfer, Rostfreie Stähle . . 768
Müller, Die Treidel-Schwebebahn . . . 185
— Beförderteehnik 769
Neumann, Der neuzeitliche Straßenbau (Handbibliothek für Bauingenieure, II. Teil, 10. Bd.) 390
Nikolaus, See-Sport-Park 763
Pakusa s. Klinger.
Paetzold, Grundlagen des Aufzugbaues . 185
Pihera, Druckverteilung, Erddruck, Erdwiderstand, Tragfähigkeit 767
Rein s. Kommerell.
Reindl s. Dantscher.
Rieckhof, Experimentelle Statik 185
Rieger, Berechnung statisch unbestimmter Systeme, I. 765
Riepert, Die deutsche Zementindustrie . 187
— Zementkalender 1929 769
Ritter s. Klinger.
Roš, Das elastische Verhalten von ausgeführten Beton- und Eisenbetonbauwerken 189
— Ergebnisse vergleichender Prüfungen von schweizerischen und ausländischen Zementen entsprechend den schweizerischen Normen 190
Rötscher, Die Maschinenelemente, Bd. I . 590
Rubner, Gruber u. Ficker, Handbuch der Hygiene, II. Bd., 1. Abt. 188
Salin, Deutsche Verkehrsprobleme der Gegenwart 588
Saller, Der Eisenbahnoberbau im Deutschen Reich 391
Sander, Anforderungen des Kraftwagenverkehrs an das Überland-Straßenwesen 187
Schäfer s. Monypenny.
Schaeffer, Scheerbarth u. Herschel, Arbeitsrecht, 7. bis 14. Aufl. 393
Scheerbarth s. Schaeffer.
Schleiermacher, Wasserabfluß durch Stollen 388
Schmidt, Der Hindenburgdamm nach Sylt 590
Schultze, Der Grundbau, I. 590
Schulze, Der Stahl-Skelettbau 768
Sichardt, Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung 589

Seite

Bücherschau. Spangenberg s. Mohr.
Spetzler u. Möhle, Die Baukontrolle beim Gußbeton 184
Spiegel, Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau 765
Staus, Der Genauigkeitsgrad von Flügelmessungen bei Wasserkraftanlagen . 183
Stueck, Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau 1928 . . . 187
Stückle s. Uhlands Ingenieur-Kalender.
Teschner, Abwasser-Hauskläranlagen . . 392
Tietze s. Dammer.
Uhlands Ingenieur-Kalender 1928 . . . 184
— — 1929 769
Weese, Eisenbeton-Zahlentafeln, 4. Aufl., Teil I 392
Wicke, Einführung in die höhere Mathematik 184
Winkel u. Lachmann, Festigkeitslehre für Ingenieure 189
Worch, Die Berechnung von Fachwerkkranträgern mit biegungsfestem Obergurt 767
Zelter, Petrographische Untersuchung über die Eignung von Graniten als Straßenbaumaterial 389
Anweisung für Mörtel und Beton (AMB) 765
Berechnung forsttechnischer Bauwerke, Heft 2 187
Bericht über die XXX. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) 590
Beton-Kalender 1929 764
Das Deutsche Zimmerhandwerk 768
Deutscher Baukalender 1928 184
Deutscher Baupolizeitag. Bericht über die 10. Tagung 391
Eisen im Hochbau, 7. Aufl. 389
Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft e. V., München, Mitteilungen, Heft 1 390
Handbibliothek für Bauingenieure, II. Teil, 10. Bd. 390
— IV. Teil, 2. Bd. 391
Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., XII. Bd., II. Teil: Dachbauten, Schalen und Rippenkuppeln 183
— 3. Aufl., IX. Bd.: Die in- und ausländischen Eisenbetonbestimmungen . . 587
— 4. Aufl., VI. Bd., II. Teil: Dachbauten, Kragdächer, Schalen und Rippenkuppeln 764
„Hütte", Des Ingenieurs Taschenbuch, 25. Aufl., III. Bd. 387
Inertol und Palesit 766
Ingenieurbauten der Deutschen Reichsbahn 764
Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1927 392
Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft, 9. Bd., 1926 589
Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands, Abflußjahr 1919, 1920, 1921 588
Leitsätze für Verfahren bei Aufstellung der Unfallstatistik für Beton- und Eisenbetonbauten 185
Merkblatt für Oberflächenteerungen . 190
Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung zu Berlin-Dahlem . 184
Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau 1928 187
Verzeichnis der Sachverständigen für die Unfallstatistik über Beton- und Eisenbetonbauten 185
Wasserkraft-Jahrbuch 1927/28 589
Zementkalender 1929 769
Eingegangene Bücher . 190, 393, 590, 769
Buer, N., Oberbaurat, Hamburg. Mehr Zusammenhalt und Zielbewußtsein im Technikerstande 424
Buhnenwirkung 395
Burkhardt, E., Regierungsbaurat, Dr.-Ing., Stuttgart. Beobachtungen und Erfahrungen an der umlauflosen Doppelschleuse Ladenburg des Neckarkanals 447
Z 657
Caemmerer, L., Dr.-Ing., Dortmund. Kabelkran für die Rüstträgermontage leichter Straßenbrücken in Ostindien . . . 610

Seite

Carp, H., Regierungsbaumeister, Essen. Das Abwasserpumpwerk Schwelgern in Hamborn am Rhein 263, 285
Castner, Dipl.-Ing., Berlin. Maschinen für den Straßenbau und die Straßenpflege 480, 509
Cauer, W., Geheimrat Dr.-Ing. ehr., 70 Jahre alt. *V* 78
Chicago. Straßenkreuzungen im Park von —. *V* 620
Christiani, Dr.-Ing., Aachen. Über die Nebenspannungen im Rhombenfachwerk. *Z* 591
Chwalla, E., Dr.-Ing., Wien. Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung. *Z* 103
Conradt, Regierungs- und Baurat, Essen. Die Brückenbauten am Kanal Wesel—Datteln 495
Contag, M., Geheimer Baurat, Berlin. Der Ausbau des Hafens von Tallinn (Reval) in Estland nach dem preisgekrönten Entwurf von M. Wiig 401
Coulombsche Erddrucktheorie. Über den Widerspruch in den Grundlagen der — 197
Dammbau, s. a. Stauanlagen.
— Bau eines hochwasserfreien Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel Sylt 69, 86
Dantscher, Prof., Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 404
Datteln, Schleuse 47
Deidesheimer, A., Dr.-Ing., Berlin-Charlottenburg. Die Steinstraße . . . 492
Denver (U. S. A.). Öllagerhaus der Straßenbahn. *V* 429
Derikartz, Regierungsbaurat Dr.-Ing., Koblenz. Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Ahr bei Sinzig . . 443
Detroit (Mich.). Gründung in aufgeweichtem Baugrund. *V* 102
— Tunnelbau in weichem Lehmboden. *V* 226
Deutsch, S., Prof., Köln a. Rh. Ein neuartiger Tunnelvortrieb im Bereiche des städtischen Tiefbaues 287
— Stollenbleche an Stelle von Holzpfählen bei Tunnelbauten im städtischen Tiefbau. *V* 532
Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik. *V* 714
Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. *V* . . . 43, 226, 273, 631, 714
— Ortsgruppe Brandenburg. Besichtigung des Verbindungstunnels zwischen dem Anhalter Bahnhof und dem Hotel Excelsior in Berlin. *V* 43
— — Vortrag Birkenstock: Vom Eisenbetonbau in Frankreich. *V* 200
— — Vortrag Joosting: Die neue Eisenbahnhubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam. *V* 272
— Ausschuß für Baugrundforschung. *V* . 54
— Herbsttagung: Vortrag Kögler, Mitarbeit der Praxis bei der Baugrundforschung. Vortrag Hertwig, Stand der wissenschaftlichen Baugrundforschung. *V* . 760
Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Aus dem Geschäftsbericht 1927. *V* . . 737
Deutscher Ausschuß für Eisenbeton. Unfallstatistik 31. Einsturz einer Betondecke. *V* 20
— — 32. Einsturz eines Fabrikgebäudes. *V* 633
— — 33. Zerstörung einer Eisenbetondecke durch Rostangriff der Eiseneinlagen. *V* 533
— — 34. Absturz einer Brandmauer infolge des Seitendruckes von flüssigem Beton. *V* 843
Deutscher Beton-Verein (E. V.). 31. Hauptversammlung, Ankündigung. *V* 66, 138
— — Bericht. *V* 237, 247, 260, 271
Deutscher Binnenschiffahrtstag 1928 in Königsberg i. Pr. *V* 724
Deutscher Stahlbau-Verband. Ankündigung der Hauptversammlung. *V* . 646
— Wissenschaftliche Tagung anläßlich der 24. Hauptversammlung. Bericht. *V* 724
Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverband e. V. 38. ordentliche Hauptversammlung. *V* 314
— *V* 734

Seite

Dorsten, Schleuse 47
Drainage gegen Hangrutschungen. *V* . . 289
Dreye (Bremen). Erneuerung der eisernen Überbauten der Weserbrücke bei — 670
Düker, Emscher-D. 46
Eibner, Prof., München. Der Einkauf von Rostschutzfarben. *Z* 200, 593
Eichler, Regierungsbaudirektor, Schwarzenberg. Die Hindenburgbrücke über das Seltenreintal in Löbau (Sachsen) . . 635
Eilender, Dr.-Ing. ehr., Professor in Aachen. *V* 690
Eisenbahnen, s. a. Schnellbahnen, Bahnhofsanlagen, Oberbau, Sicherungsanlagen.
— in Columbien, Ecuador und Guatemala. *V* 67
— Elektrisierung der spanischen Bahnen. *V* 429
— Stichbahn vom Ringbahnhof Jungfernheide nach Siemensstadt und Gartenfeld, Berlin. *V* 533
— und Hafenanlagen in Persien. *V* . . . 631
— Bahnbau in Columbien. *V* 678
Eisenbau s. Stahlbau.
Eisenbetonquerschwelle mit Mittelgelenk 132
Elbing. Verbesserung des Fahrwassers nach Elbing 34
Elektrische Bahnen s. Schnellbahnen, Eisenbahnen.
Emscher-Düker 46
Engels, H., Geh. Hofrat Professor, Dresden. Die Tore der Raffelberg-Schleuse bei Mülheim a. d. Ruhr. *V* 115
Engeßer, Fr., Geheimrat, 80 Jahre alt. *V* 115
Entwässerungsanlagen s. Be- und —, Meliorationsbauten.
Erddruck, s. a. Baugrundforschung.
— Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddruck-Theorie 197, *Z* 521
— Druckverteilung im Baugrund. II. 205, 229
— Drainage gegen Hangrutschungen. *V* . 289
— Geotechnischer Ausschuß d. Schwedischen Staatsbahnen 1914 bis 1922 . . 312, 403
Escher, G., Dipl.-Ing., Mailand. Die italienischen Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten 535
Eßlingen. Sängerfesthalle 1925 679
Fahl, Reichsbahnrat, Salzwedel. Ladestraßenkante aus Beton 100
— Über praktische Anordnung von Viehrampen 256
— Eigenartiger Ausbau eines Stellwerkfensters. *V* 656
— Über Rampen- und Bahnsteigmauern . 710
Fähranlagen. Bahnweg Deutschland— Schweden mit besonderer Berücksichtigung des Umbaues der — Saßnitz 467
Faltus, F., Dr.-Ing., Pilsen, C. S. R. Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno 22
Färber, R., Dr.-Ing., Breslau. Der Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen. *Z* 68
Feuerbeständigkeit von Backsteinmauern. *V* 80
Fischer, Oberregierungsbaurat Dr.-Ing., Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Traunstein. Die neue Innbrücke bei Marktl 98
Fischer, R., Regierungsbaumeister, Dresden. Lüftungsversuche beim Moffat-Tunnel. *V* 213
— Der Bau des neuen Musconetcong-Tunnels. *V* 417
Flint (Mich.), Abwasserreinigungsanlage. *V* 761
Florianopolis (Brasilien). Hängebrücke . 217
Flußbau, s. a. Hochwasser, Be- und Entwässerungsanlagen.
— Ausbau des Oberpregels zwischen Insterburg und Wehlau 14
— Das Mississippi-Hochwasser und seine Bekämpfung. *V* 249
— Buhnenwirkung 395
— Gleichwertige Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel 431, 450
— Entwässerung des Schuttertales 508

Seite

Flußbau, Vertiefung der Außenweser durch den Ausbau des Fedderwarder Armes. *V* 844
Förderanlagen. Neuzeitliche Fördertechnik 409
Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft am Walchensee. Versuchsanlagen. *V* 738
Franke, W., Dr.-Ing., Dresden. Die Autokrane im amerikanischen Baubetriebe 113
Frankfurt a. M. Umbau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Main . . 664
Frankfurt a. O. Erneuerung der Überbauten der Oderbrücke bei — im Gleis Frankfurt—Reppen 191
Friedrichshagen s. Berlin.
Funktürme s. Maste.
Fürstenberg a. O. Schiffshebewerk . . . 36
— Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei — 703, 718
Fußgängertunnel s. Tunnel.
Gaber, E., Prof. Dr.-Ing., Karlsruhe. Vereinfachte Ermittlung der größten Momente und Querkräfte aus Verkehrslast bei einer Gruppe gleich großer Einzellasten bei dem frei aufliegenden Träger 270
— Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* 276
Gährs, Ministerialdirektor, Berlin. Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927 33, 45, 60
— Dr.-Ing. ehr. *V* 418
Gasteiger, Reichsbahnoberrat, Karlsruhe. Der Neubau des Ravennatal-Überganges bei km 22 4/7 der Höllentalbahn . . 559
Gdingen. Ausbau des polnischen Seehafens 523, 599
Gebührenordnung (G. O.) für Ingenieure vom 1. Juli 1927. *V* 44
— für Abschätzung industrieller Betriebs-, einrichtungen. *V* 249
Gehler, Prof. Dr.-Ing., Dresden. Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien 689, 700, 711, 722, 746
Geologen. Tagung nordwestdeutscher — in Wilhelmshaven. *V* 405
Geotechnischer Ausschuß der Schwedischen Staatsbahnen 1914 bis 1922 . . 312, 403
Gesteschi, Th., Dr.-Ing., Beratender Ingenieur, Berlin. Fortschritte in der Ausführung neuzeitlicher Holzkonstruktionen 327
Glasgow. Ausstellungshalle. *V* 656
Graf, O., Professor, Stuttgart. Knickversuche mit Bauholz 209
— Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Tannenholz und von Eichenholz nach oftmals wiederholter Belastung und Entlastung . . 438
Granzin, Oberbaurat, Hamburg. Zur Kenntnis des Tidegebiets 215
Greiff, Regierungsbaurat, Berlin. Der Holland-Tunnel in New York 464
— Die Arbeiten des Amerikanischen Studienausschusses für Gewölbetalsperren . 841
Großkraftwerk Klingenberg. Bauanlagen . 220
Groß-Wohnsdorf. Betriebserfahrungen mit dem selbsttätigen hydraulischen Dachwehr Patent Huber und Lutz . . . 755
Gründung in aufgeweichtem Baugrund (für ein Hochhaus in Detroit, Mich.). *V* 102
— Schraubenpfähle und ihre Berechnung. *V* 115
— des Kleist-Lyzeums 407
— Theorie der Pfahlgründungen 818
Grundwasserabdichtung von Bauwerken . 76
Grundwasserabsenkung. Neues Verfahren der Wasserhaltung, insbesondere bei Kanalisationsarbeiten 639
— Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. O. 703, 718
Grüning, Prof., Hannover. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* . 274
Grunow, Sprengingenieur, Herdecke. Sprengen mit flüssigem Sauerstoff . 412

Seite

Grunow, J., Dipl.-Ing., Berlin-Pankow. Der Heinzelmann-Auflader. *V.* 734
Gullander †, P., Professor am Chalmerschen Institut, Gothenburg. (Für das Deutsche bearbeitet von Dipl.-Ing. Habicht, Potsdam.) Theorie der Pfahlgründungen 818
Günthel, Regierungsbaumeister a. D., Berlin-Zehlendorf. Kosten der Untergrundbahnen 246
Gutberlet, F., Reg.-Baumeister, Neuruppin. Leistungsfähigkeit von Raupenbaggern 691
Guttstadt, Reichsbahnrat, Frankfurt a. O. Der Geotechnische Ausschuß der Schwedischen Staatsbahnen 1914 bis 1922 312, 403
Habicht s. Gullander.
Hafen, Reichsbahnoberrat, Salzburg. Sicherung von zwei Pfeilern der Saalachbrücke bei Bad Reichenhall 203
Hafenanlagen, s. a. Kaimauern, Baugeräte und Baumaschinen, Umschlaganlagen.
— Ausbau des Hafens von Tallinn (Reval) in Estland nach dem preisgekrönten Entwurf von M. Wiig 401
— von Konstanza und die geplanten Erweiterungen 518
— Ausbau des polnischen Seehafens in Gdingen 523, 599
— Eisenbahnen und — in Persien. *V* . . 631
— Der zweite Binnenhafen von Scheveningen. *V* 634
— Binnenhafen von Priok. *V* 656
— Kranausrüstung des Hafens von Marseille. *V* 676
— Neuer portugiesischer Hafen. *V* . . . 702
— Entwicklung des Hafens von Marseille und die geplanten Erweiterungen . . 736
Hagen i. W. Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee. *Z* 68
Hager, Th., Reichsbahnrat, Frankfurt a. M. Der Umbau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt 664
Hallenbauten, s. a. Bahnhofsanlagen.
— Flugzeughallen in Wilhelmshaven. *V* . 272
— Seeflughalle des Hanseatischen Flughafens auf dem Priwall bei Travemünde . . 294
— Wirtschaftlichkeit großer Spannweiten im Garagenbau 315
— Sporthalle für die Universität von Minnesota zu Minneapolis. *V* 404
— Fortschritte in der Ausführung neuzeitlicher Holzkonstruktionen 327
— Sängerbundesfesthalle in Wien 477
— Versammlungshalle in Houston. *V* . . 621
— Ausstellungshalle in Glasgow. *V* . . . 656
— Eßlinger Sängerfesthalle 1925 679
— in Holz 739
Hamborn am Rhein. Abwasserpumpwerk Schwelgern 263, 285
Hamburg. Bauunfall beim Bau eines Durchlasses an der Elbe 57
— Umbau der Kaimauer am Versmann- und Magdeburger Kai vor den Fruchtschuppen A und B 303
— Verstärkung und Abdichtung kontinuierlicher Brückengewölbe 618
— Ein- oder zweigeschossige Umschlagschuppen im Hafen. *V* 726
— Erweiterung der sogenannten „Neuen" Elbbrücke und der Billhorner Brücke 794
Hämerten. Abbruch der Eisenbahnbrücken über die Elbe und Havel auf der Strecke Berlin—Stendal 129
Hansakanal 46
Harburg-Wilhelmsburg. Bau der Umschlaganlage für Kali 595, 626
Hartmann, F., Prof. Dr., Wien. Die Eisenbahnbrücke bei Wesel über den Rhein. *Z* 67
— Über die Nebenspannungen im Rhombenfachwerk . . . . . 414, *Z* 591
Haus der Technik, Essen. *V* 646
Haushaltsplan, Reichs-, 1928. *V* . . . 18, 32
— preußischer, für 1928. *V* 43, 54
Haußmann, W., Dipl.-Ing., Stadtbaurat, München. Untersuchungen über Solidititzement 243
— — Berichtigung. *V* 314

Seite

Hayßen, Regierungsbaurat, Kiel-Holtenau. Die Unterhaltung der Schiebetore der Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals 279
Heberanlagen. Ersatz eines geplanten Durchlasses durch ein Hebersiel an der Elbe bei Hamburg 57
Heidelberg. Staustufe 49, 60
Henke, P., Direktor, †. *V* 843
Hentrich, Oberbaurat Dr.-Ing. ehr., Düsseldorf. Oberflächenteerung 479
Herrfeldt, Dipl.-Ing., o. Assistent a. d. Technischen Hochschule München. Die Auswechslung des Zugbandes der Stubenrauchbrücke in Berlin . . . 727
Herzka, L., Hofrat Ing., Wien. Der Einkauf von Rostschutzfarben. *Z* 200
Hieber, K., Reichbahnrat, Aschersleben. Die Verstärkung und Abdichtung kontinuierlicher Brückengewölbe in Hamburg 618
Highland Park (Mich.). Fußwegunterführung. *V* 737
Hindenburgdamm 35, 69, 86
Hinderks, A., Dipl.-Ing., Hannover. Grundströmung und Geschiebebewegung an umflossenen Strompfeilern 133
Hochbauten. Stählerne Tragkonstruktion für Wohnhausbauten. *V* 454
Hochwasser-Katastrophe im Ost-Erzgebirge und ihre Einwirkung auf Reichsbahnanlagen 101
— Beseitigung der —gefahr für London. *V* 127
— Mississippi— und seine Bekämpfung. *V* 249
— -schutz. *V* 735
Hochzoll. Wettbewerb zum Neubau der Straßenbrücke. *V* 199
Holzbauten. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz . 11, 27, *Z* 274
— Eisenbahnbrücke über den South Canadian River (Texas). *V* 66
— Neuere Ausführungen von Holzrohrleitungen 227
— — Berichtigung 273
— 90 Jahre alte Brücke. *V* 326
— Fortschritte in der Ausführung neuzeitlicher Holzkonstruktionen 327
— Sängerbundesfesthalle in Wien 477
— Versammlungshalle in Houston. *V* . . 621
— Eßlinger Sängerfesthalle 1925 679
— Hallen 739
Hort, W., Professor Dr., Berlin. Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken 37, 50
— — Berichtigung. *V* 91
— Über Schwingungsmessungen in der Maschinen- und Bautechnik und ihre Bedeutung für Bauverwaltungen und Bauprüfungsbehörden 675
Houston. Versammlungshalle. *V* 621
Hülsenkamp, F., Reichsbahnrat, Berlin. Der Einkauf von Rostschutzfarben. *Z* 200, 302, 593
Hünxe. Schleuse 48
Ingenieurhochbau. Brückenbau und — der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927 . . . . . 1, 25
Insterburg. Ausbau des Oberpregels zwischen — und Wehlau 14
Internationale Luftfahrt-Ausstellung „IIa", Berlin 1928. *V* 454
Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien. *V* 454
— Bericht 689, 700, 711, 722, 746
Jagschitz, K., Dr.-Ing., Gustavsburg. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher u. durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* . 276
Jost, K., Dipl.-Ing., Köln. Bemerkenswerte Hallenbauten in Holz 739
Junkers, H., Ehrenbürger der Techn. Hochschule Aachen. *V* 466
Just, Ehrensenator der Techn. Hochschule Dresden. *V* 404
Kachlet, Staustufe 63
— Schleusentore für die Kachletstufe der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau 141

Seite

Kado, Reichsbahnoberrat, Frankfurt a. O. Die Erneuerung der Überbauten der Oderbrücke bei Frankfurt a. O. im Gleis Frankfurt—Reppen 191
Kaimauer. Umbau der — am Versmann- und Magdeburger Kai vor den Fruchtschuppen A und B in Hamburg . . 303
Kammüller, Dr.-Ing., Privatdozent an der Techn. Hochschule Karlsruhe. Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddruck-Theorie *Z* 522
Kanäle, s. a. Wasserstraßen, Be- und Entwässerungsanlagen.
— Juliana-Kanal. *V* 139
— Verwendung von nietlosen Spundwänden Bauart Larssen beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal) . . 455, 499
— Die italienischen Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten 535
— Kanalverbindung zwischen Wolga und Don. *V* 750
Kann, Baurat Dr.-Ing., Privatdozent, Wismar. Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddruck-Theorie . . . . . 197, *Z* 522
Kansas City (Miss.). Vereinigung von Abwasser- und Regenwasserkanal. *V* . 116
Karlsruhe. Entwässerung der Stadt — und ihrer Umgebung 148
Karner, L., Professor Dr.-Ing., Zürich. Die Schleusentore für die Kachletstufe der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau 141
— Die Verwendung von Kabeln für Zugbänder weitgespannter Bogenbrücken 308
— Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad . . . 612, 652, 692, 743, 835
Kaumanns, Regierungs- u. Baurat, Potsdam. Neubau der Straßenbrücke über den Großschiffahrtsweg Berlin—Stettin bei Schwedt a. O. 419
Kittel, A., Dipl.-Ing., Berlin. Die Hängebrücke von Florianopolis in Brasilien 217
Klammt, Reichsbahnoberrat, Stettin. Bahnweg Deutschland—Schweden mit besonderer Berücksichtigung des Umbaues der Fähranlagen bei Saßnitz . 467
Klett, Reichsbahnrat, Berlin. Die neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke . . 473, 502
Klose, G., Magistratsbaurat Dr.-Ing., Berlin. Die Gründung des Kleist-Lyzeums in Berlin 407
Klotzky, A., Regierungsbaurat, Danzig. Der Ausbau des polnischen Seehafens in Gdingen 523, 599
Kluge, Präsident, Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 404
Knab, K., Bauamtmann, Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Augsburg. Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke. *V* 199
Knittel, Reichsbahnoberrat, Karlsruhe. Abstützung von Druckstäben. *Z* . . . 592
Koblenz. Wettbewerb für eine Moselbrücke. *V* 102
Kögler, F., Prof. Dr.-Ing., Freiberg i. Sa., u. Reg.-Bauführer Dr.-Ing. **A. Scheidig,** Langenhessen, Pl. Druckverteilung im Baugrunde: II. Rechnerische Verfahren zu ihrer Ermittlung auf Grund neuerer Versuchsergebnisse 205, 229
Köln. Rheinisch-Westfälische Städtebahn — —Dortmund 323
Köln-Niehl. Funktürme der Flughafen-Funkstelle 471
Kommerell, O., Dr.-Ing., Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahnzentralamt, Berlin. Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen 239, 397, 425
Königsberg i. Pr. Blechrahmenbrücke . . 8
— Bahnsteighallen . . . 659, 681, 707, 729
Königsberger Seekanal. Erweiterung . . 33
Konstanza. Hafen von — und die geplanten Erweiterungen 518
Kowno. Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Niemenfluß 22

Seite

Krabbe, Reichsbahnoberrat, Essen. Die Eisenbahnbrücke bei Wesel über den Rhein. *Z* 67
— Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung. *Z* . . 104
— Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* 276
— Abstützung von Druckstäben. *Z* . . . 592
Kraus, R., Dr.-Ing., Cüstrin. Sprengwirkungen an Eisenbeton 647
Kressner, B., Dipl.-Ing., Konstruktionsassistent, Danzig. Modellversuche über die Wirkungen der Strömungen und Brandungswellen auf einen sandigen Meeresstrand und die zweckmäßige Anlage von Strandbuhnen 374
Krey, H. D., †. *V* 466, 595
Kulka, H., Prof. Dr.-Ing., Hannover. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* 274
— **L.,** Dipl.-Ing., Hannover. Abstützungen von Druckstäben . . . 232, 257, *Z* 592
Kunze, B., Dipl.-Ing., Danzig-Langfuhr. Zulässiger Lochleibungsdruck. *Z* . . 91
Küstenkanal (Hunte-Ems-Kanal) 47
Ladenburg. Staustufe 48, 60
— Beobachtungen und Erfahrungen an der umlauflosen Doppelschleuse — des Neckarkanals . . . . . 447, *Z* 657
Ladestraßenkante aus Beton 100
Lang, F., Oberbaurat, Hamburg. Die Wirtschaftlichkeit der Beton-Zuschlagstoffe 271
Leavenworth (Kansas). Brückenverstärkung durch Schweißen. *V* 78
Leitholf, O., Zivilingenieur Dr.-Ing. ehr., Berlin. Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden 806
Leitz, H., Dr.-Ing., o. Professor d. Techn. Hochschule Graz. *V* 656
Lens. Neubau des Empfangsgebäudes auf dem Bahnhof. *V* 633
Leo, Oberbaudirektor, Hamburg. Seeflughalle des Hanseatischen Flughafens auf dem Priwall bei Travemünde . . 294
— Erweiterung der sogenannten „Neuen" Elbbrücke und der Billhorner Brücke in Hamburg 794
Lewe, V., Dr. Dr.-Ing., außerord. Prof. *V* 127
Lewerenz, Reichsbahnoberrat, Königsberg (Pr.). Eine neue Blechrahmenbrücke in Königsberg (Pr.) 8
— Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.) 659, 681, 707, 729
Lienau, O., Prof., Danzig. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* . 277
Löbau (Sa.). Hindenburgbrücke über das Seltenreintal 635
Lohmeyer, E., Dr.-Ing., Ministerialrat, Berlin. Die Larssen-Spundwand mit wechselweise stehenden im Schloß gepreßten Doppelbohlen 282, 319
— Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 12. November. *V* 760
London. Beseitigung der Hochwassergefahr für —. *V* 127
— Straßen- und Brückenbauplan. *V* . . . 406
— Tiefenlage und Neigungen der Untergrundbahnen. *V* 418
Ludin, Professor Dr.-Ing., Berlin. Oberbaurat Dr. Krey † 595
Ludwig, Regierungsbaumeister a. D., Königsberg (Pr.). Betriebserfahrungen mit dem selbsttätigen hydraulischen Dachwehr Patent Huber und Lutz . . . 755
Luftschiffhafen in Portland, Oregon. *V* . 677
Maier, F., Dr.-Ing., Karlsruhe. Neuere Ausführungen von Holzrohrleitungen . . 227
— — Berichtigung. *V* 273
Maier-Leibnitz, Prof. Dr.-Ing., Stuttgart. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz 11, 27

Seite

Maier-Leibnitz, Prof. Dr.-Ing., Stuttgart. Zuschriften zum vorstehenden Aufsatz 274
Marienwerder. Eisenbahnbrücke bei —-Münsterwalde (Westpr.) über die Weichsel. *V* 78
Marktl (Bayern). Innbrücke bei — . . . 98
Marseille. Kranausrüstung des Hafens. *V* 676
— Entwicklung des Hafens von — und die geplanten Erweiterungen. *V* . . . 736
Marx, P., Oberingenieur, Köln-Lindenthal. Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen 489, 513
Maste. Leitungs— der französischen elektrischen Eisenbahnen. *V* 90
— Leitungstürme der Conowingo-Hochspannungsleitung. *V* 453
— Funktürme der Flughafen-Funkstelle in Köln-Niehl 471
Mayer, R., Dr.-Ing., Privatdozent der Technischen Hochschule Karlsruhe. Über den Einfluß vollkommener Einspannung der Stabenden auf die Knickgrenze gegliederter Druckstäbe . . 179
Melan, J., Prof. Dr.-Ing. ehr., 75 Jahre alt. *V* 760
Meliorationsbauten, s. a. Be- und Entwässerungsanlagen.
— Entwässerung des Schuttertales 508
— Italienische Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten 535
Metzler, Direktor, Dortmund. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz. *Z* . 276
Meyer, Dr.-Ing., Reichsbahnrat bei der Reichsbahndirektion Hannover. Ein Plan zur Untertunnelung des Strelasundes bei Stralsund 170
Miehlke, Oberingenieur, Stettin. Niete aus Siliziumstahl 49
Minneapolis (Min.). Sporthalle für die Universität von Minnesota. *V* . . . 404
Mittellandkanal 45
Moffat-Tunnel. Lüftungsversuche. *V* . . 213
Möller, Regierungsbaurat, und Regierungsbaumeister a. D. **Ohmann.** Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O. 703, 718
Montjean. Hängebrücke mit hochliegendem Versteifungsträger über die Loire bei —. *V* 103
Morawski, B. J., Ingenieur, Warszawa. Der Bau der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Sandomierz (Polen). *V* 288
Motorblock für Gleichstromblockung zur Sicherung der Eisenbahnzugfahrten . 89
Mügge s. Pfeiffer.
Mülheim a. d. Ruhr. Die Tore der Raffelberg-Schleuse bei —. *V* 115
Müllenhoff, A., Professor, Aachen. Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.) 108, 267
Nack, Dipl.-Ing., Stadtbaurat, Essen. Ergebnisse von Fahrbahnoberflächenbehandlungen 485
Nakonz, W., Regierungs- und Baurat a. D., Dr.-Ing., Berlin. Einige neuere Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken 434, 458
Nater, H., Ingenieur, Bern. Belastungsprobe des Sitterviaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen bei St. Gallen . . . 696
Natermann s. Bock.
Neckarkanalisierung 48, 60
New Jersey (U. S. A.). 11,2 km langer Fahrverkehrviadukt an der Ausmündung des Hollandtunnels. *V* 262
— Verwendung von Pilzdecken bei den Rampenbauten der neuen Hebebrücke über den Hackensackfluß. *V* . . . 645
New York. Hollandtunnel 464
— Neues Schutzmittel gegen Erschütterungen. *V* 646
Niagara-Fälle, Erhaltung. *V* 429
Niederfinow, Schiffshebewerk 37
Niete aus Siliziumstahl 49
Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen . . . . 81, 96, *Z* 393

Seite

Nietverbindungen, Zulässiger Lochleibungsdruck. *Z* 91
Normblatt. Änderungen des — DIN 1025, Bl. 2. *V* 249
Novi-Sad. Straßenbrücke über die Donau 612, 652, 692, 743, 835
Oberbau. Eisenbetonquerschwelle mit Mittelgelenk 132
— Amerikanischer Straßenbahn—. *V* . . 301
— Pariser Straßenbahn—. *V* 430
— Schienenbefestigung in gepflasterten Straßen. *V* 493
— Bewährung eines starren —. *V* . . . 606
Ohmann s. Möller.
Öllagerhaus der Straßenbahn in Denver (U. S. A.). *V* 429
Ölschläger, Baurat Dipl.-Ing., Wismar. Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen an Brücken 297, *Z* 646
Olsen, W., Dipl.-Ing., Groitzsch (Bez. Leipzig). Versuche über die Durchquellung von Dämmen aus durchlässigem Material mit und ohne Dichtungsschicht . . 112
Oppeln. Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder 771
Oslo. Neue Untergrundbahn. *V* 406
Ottmann, Ministerialdirektor, 70 Jahre alt. *V* 631
Ottmachau, Staubecken 35
Paris. Straßenbahnoberbau. *V* 430
Partenstein (Oberösterreich). Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke — 105, 119
Patentschau. Bearbeitet von Regierungsrat Donath, Berlin.

Nr.	Seite	Nr.	Seite	Nr.	Seite
444 634	20	439 201	238	455 676	634
442 920	32	442 338	262	455 163	646
438 218	104	441 622	262	446 982	678
442 339	104	440 691	278	456 983	702
449 668	116	439 386	278	462 034	714
453 117	128	448 746	478	448 719	726
440 616	128	441 485	494	452 210	738
444 574	140	446 983	494	457 466	750
438 815	214	447 065	522	451 794	762
453 210	214	439 733	534	445 372	770
453 211	226	440 690	622		

— Sohlendichtung für versenkbare Verschlußkörper 20
— Walzenwehr 32
— Vorrichtung zur Vernichtung der lebendigen Kraft des am Kammerschleusenunterhaupt ausfließenden Wassers . 104
— Gerinne für Schöpfwerke 104
— Spundwand aus kastenförmig zusammengefügten Profileisen 116
— Talsperrendamm aus Erdschüttung . . 128
— Verfahren und Vorrichtung zum Gründen von Bauwerken durch Senkbrunnen . 128
— Dichtungsvorrichtung für Wehre . . . 140
— Verfahren und Einrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton 214
— Vortreibspitze mit Abdichtungsrinne für Vortreibrohre 214
— Abdichtung des unteren Endes eines Vortreibrohres 226
— Vortreiber und Vorrichtung zum Herstellen von Betonwänden im Erdreich . . . 238
— Zylinderschütz, insbesondere f. Schleusenumläufe 262
— Verfahren zur Verfestigung von Gebirgsschichten 262
— Selbsttätiger Klappenwehraufsatz . . . 278
— Selbsttätiges versenkbares Schwimmschütz 278
— Eisenbetonbogen für Brücken und ähnliche Bauwerke mit einer der Verschalung als Tragwerk dienenden Bewehrung 478
— Verfahren und Vorrichtung zum Betriebe von Schiffshebewerken mit ganz oder teilweise ausgewuchtetem und über den trockenen Scheitel geführtem Trog 494
— Antriebsvorrichtung mit gemeinsamem Hubwerk für ein Hubschütz mit Regelschütz 494
— Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen 522
— Doppelschützenwehr 534

Seite

Patentschau. Einrichtung zum Austiefen oder Schiffbarmachen von fließenden Gewässern durch Einengung der Strömung zwischen Spülschiffen oder dergl. . . 622
— Drehbares Schütz mit mechanischem Antrieb 634
— Vorrichtung zum Halten von Putzleisten 646
— Geschiebefang für Werkkanäle 678
— Antriebsvorrichtung für Wehrkörper mit Eisklappe 702
— Gerinne für Schöpfwerke 714
— Schiffshebewerk mit je paarweise an den beiden Längsseiten des Schiffstroges angreifenden Gegengewichtshebeln . 726
— Kammerschleuse mit in der Höhenlage gegeneinander versetzt angeordneten Gruppen von Sparbecken 738
— Schwimmender Schleusentrog mit einer oder mehreren Belastungskammern . 750
— Fangdamm nach Art eines Nadelwehres und Verfahren zu seiner Herstellung 762
— Verfahren zum Einsetzen von Faschinen unter Wasser 770
Pavel, E., Baurat, Dr.-Ing. ehr. *V* . . . 127
Pegelbeobachtung. Zur Kenntnis des Tidegebiets 215
Personalnachrichten. 1928. 20, 32, 44, 56, 68, 80, 92, 104, 116, 128, 140, 202, 226, 250, 262, 278, 290, 314, 326, 394, 406, 430, 442, 478, 522, 534, 594, 606, 634, 646, 658, 690, 714, 726, 738, 762, 770
Petersen, R., Professor, Danzig. Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. Zur Frage ihrer Wirtschaftlichkeit 323
Petzel, Regierungsbaurat Dr.-Ing., und Regierungsbaumeister **Behrends,** Harburg. Der Bau der Umschlaganlage für Kali in Harburg-Wilhelmsburg 595, 626
Pfähle s. Gründung.
Pfeiffer, H., Regierungsbaurat Dr.-Ing., und Regierungsbaumeister **W. Mügge.** Bau eines hochwasserfreien Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel Sylt 69, 86
Philadelphia. Zweiter bemerkenswerter Brückenbau über den Delaware. *V* . 428
Pilder, A., Chefingenieur, techn. Oberinspektor der Rumänischen Staatsbahnen, Bukarest. Vergleich der neuen französischen Brückenvorschriften mit den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn 833
Polensky, Dipl.-Ing., Dr.-Ing. ehr. *V* . . 493
Popken, Regierungsbaurat, Vorstand des Wasserstraßenamtes Oldenburg i. O. Verwendung von nietlosen Spundwänden Bauart Larssen beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal) 455, 499
Portland (Oregon). Bau eines Luftschiffhafens. *V* 677
Portsmouth (Ohio). Hängebrücke über den Ohio 108, 267
Preisausschreiben s. Wettbewerbe.
Preußischer Staatshaushalt für 1928. *V* 43, 54
Priok, Binnenhafen. *V* 656
Procter, Regierungs- und Baurat, Stettin. Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde 93
Pumpwerke. Italienische Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten 535
Quarg, Dipl.-Ing., Direktor, Berlin. Über die Wirtschaftlichkeit großer Spannweiten im Garagenbau 315
Ramshorn, A., Regierungsbaumeister a. D., Essen. Neues Verfahren der Wasserhaltung, insbesondere bei Kanalisationsarbeiten 639
Rathenow. Abbruch der Eisenbahnbrücken über die Elbe und Havel auf der Strecke Berlin—Stendal 129
— Umbau der Vorderarche 251
Reichenhall, Bad. Sicherung von zwei Pfeilern der Saalachbrücke bei — . 203
Reichsbahn und Elektrisierung. *V* . . . 212
Reichshaushaltsplan 1928. *V* . . . 18, 32

Seite

Rein, W., Dipl.-Ing., Professor in Breslau. *V* 631
Rhein—Main—Donau-Kanal 62
Riedig, Dipl.-Ing., Dresden. Misch- und Fördereinrichtung für Gußbeton. *V*. . 138
Rohrleitungen. Festigkeitsversuche mit Vianini-Rohren. *V* 199
— Neuere Ausführungen von Holz— . . 227
— — Berichtigung. *V* 273
Roloff, M., Reichsbahnoberrat, Reichsbahndirektion Oppeln. Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln 771
Rom. Geplante Untergrundbahn. *V*. . . 79
Rostschutz. *V* 290
— Einkauf von —farben. *Z* . 302, 393, 594
Rotterdam. Eisenbahn-Hubbrücke über den Koningshaven in —. *V* 272
— Hebung der Wilhelmsbrücke. *V* . . . 631
Roudolf, Oberregierungsbaurat, Berlin-Friedenau. Eisenbetonquerschwelle mit Mittelgelenk 132
Ruer, W., Dipl.-Ing. Die Entwässerung des Schuttertales 508
Rütjerodt s. Schonk.
Sahling, techn. Reichsbahn-Oberinspektor, Altona. Zur Frage der Abdichtung von Bauwerken 760
Saller, H., Dr.-Ing., Direktor bei der Reichsbahn Regensburg. Eine bemerkenswerte Erfahrung bei der Erprobung einer russischen Eisenbahnbrücke . . 239
St. Gallen. Belastungsprobe des Sitter-Viaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen 696
Saßnitz. Bahnweg Deutschland—Schweden mit besonderer Berücksichtigung des Umbaues der Fähranlagen 467
Schachenmeier, Wilhelm, Professor Dr.-Ing., † 21
Schachermeyr, H., Ing., Linz. Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G. 105, 119
Schaechterle, K., Dr.-Ing., Reichsbahnoberrat, Stuttgart. Die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen 81, 96, *Z* 393
— Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton 526, 602, 641
— Die Auswechslung von eisernen Eisenbahnbrücken mit Kranwagen 607, 648, 685
Schäfer, C., Regierungsbaurat, Rathenow. Der Umbau der Vorderarche in Rathenow 251
Schaper, G., Dr.-Ing. ehr. Dr. techn. h. c., Berlin. Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927 . . . . . 1, 25
— Reiseeindrücke in der Schweiz und in dem der Schweiz benachbarten Lande Liechtenstein 291
— Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten, steinernen Pfeilern und Widerlagern und steinernen Brücken . . . . . 615, *V* 713
— Einiges vom neuzeitlichen japanischen Brückenbau 629
— Technische Reiseeindrücke in Rußland . 751
Scheidig s. Kögler.
Schellewald, E., Direktor, Dr.-Ing. ehr. *V* 750
Scheveningen. Zweiter Binnenhafen. *V* . 634
Schiffshebewerke, s. a. Schleusen.
— bei Niederfinow 37
— Seilrollen— mit getauchten Gegengewichten. *V* 226
Schinkel-Wettbewerb, Ergebnis. *V* . . . 199
Schipmann, Dr.-Ing., Holzminden. Beitrag zur Behandlung beweglicher Belastung 674
Schleusen, s. a. Schiffshebewerke.
— Fürstenberg 36, 703, 718
— Anderten 45, 345
— Datteln 47, 158
— Dorsten 47, 158
— Hünxe 48, 158

Seite

Schleusentore für die Kachletstufe der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau 141
—tore der Raffelberg— bei Mülheim a. d. Ruhr. *V* 115
— Wasserberuhigungseinrichtungen der umlauflosen Schiff— des Wesel-Datteln-Kanals 158
— Unterhaltung der Schiebetore der — des Kaiser-Wilhelm-Kanals 279
— des Mittellandkanals bei Hannover . . 345
— Beobachtungen und Erfahrungen an der umlauflosen Doppel— Ladenburg des Neckarkanals . . . . . 447, *Z* 657
— Die italienischen Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten 535
— Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschacht— bei Fürstenberg a. O. 703, 718
Schmidt, Regierungsbaurat, Insterburg. Der Ausbau des Oberpregels zwischen Insterburg und Wehlau 14
Schmidt, E., Dipl.-Ing., Berlin-Lichterfelde. Verstärkung von Blechträgerbrücken durch seitlich angeordnete Hängewerke 122
— Größte Momente und Querkräfte der Brücken für regelspurige Nebenbahnen 476, *V* 645
Schnellbahnen, s. a. Untergrundbahnen.
— Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund 323
— Verein Deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privateisenbahnen. *V* . 326
Schonk, Regierungsbaurat, und Regierungsbaurat **Rütjerodt,** Hannover. Die neuen Schleusen des Mittellandkanals bei Hannover 345
Schonnopp, K. E., Dipl.-Ing., Charlottenburg. Abdichtung von Bauwerken 76
Schraubenpfähle und ihre Berechnung. *V* 115
Schultze, J., Dr.-Ing., †. *V* 713
Schulze, Magistratsbaurat, Stettin. Die neue Erzumschlaganlage im Stettiner Hafen 117
Schwarz, Oberingenieur, Eßlingen. Aufstellung der Hindenburgbrücke über den Neckar bei Wimpfen 616
Schwarzenbach (Schweiz). Thurbrücke. *V* 55
Schwebebahnen s. Seilbahnen.
Schwedt a. O. Neubau der Straßenbrücke über den Großschiffahrtweg Berlin—Stettin 419
Schwerdtfeger, W., Baurat, Wasserbaudirektion Hamburg. Umbau der Kaimauer am Versmann- und Magdeburger Kai vor den Fruchtschuppen A und B . 303
Schwoon, Oberbaurat, Hamburg. Ein Bauunfall beim Bau eines Durchlasses an der Elbe bei Hamburg. Ersatz eines geplanten Durchlasses durch ein Hebersiel 57
Seboldt, Regierungsbaumeister, Halle (Saale). Seilrollenschiffshebewerk mit getauchten Gegengewichten. *V* 226
Seewasserstraßen s. Wasserstraßen.
Seidemann, L., Oberingenieur, Dortmund. Die Funktürme der Flughafen-Funkstelle in Köln-Niehl 471
Seifert, R., Oberregierungs- und -baurat, Berlin. Leiter der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. *V* . . . 843
Seilbahn. Eröffnung einer neuen — in Österreich. *V* 80
— auf die Schmittenhöhe. *V* 140
— auf den Patscherkofel und die Nordkette bei Innsbruck. *V* 713
Seitz, Dr.-Ing. H., Stuttgart. Die Eßlinger Sängerfesthalle 1925 679
Si-Stahl s. Baustahl.
Sicherungsanlagen. Motorblock für Gleichstromblockung zur Sicherung der Eisenbahnzugfahrten 89
— Eigenartiger Ausbau eines Stellwerkfensters. *V* 656
— Selbsttätige Signalanlagen für die Sicherung von Zugfahrten 759
Simplon-Tunnel. Entlüftungsanlage. *V* . 289
Sinzig. Umbau der Eisenbahnbrücke über die Ahr 443

Seite

Skutsch, Prof. Dr.-Ing., Reichbahnoberrat, Berlin. Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen. *Z* . 646
Soldan, W., Geheimer Baurat Dr.-Ing., Berlin. Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel 431, 450
Sorger, Ministerialrat, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 404
Spangenberg, H., Professor, München. Wilhelm Schachenmeier † 21
Speck, A., Ehrensenator der T. H. Dresden. *V* 404
Sprengen mit flüssigem Sauerstoff . . . 412
Sprengwirkungen an Eisenbeton 647
Spundwände. Larssen — mit wechselweise stehenden, im Schloß gepreßten Doppelbohlen 282, 319
— Verwendung von nietlosen — Bauart Larssen beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal) 455, 499
Stahlbau, s. a. Statik.
— Brückenbau und Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927 . . . . . 1, 25
— Blechrahmenbrücke in Königsberg (Pr.) . 8
— Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz 11, 27
— — Zuschriften 274
— Vom Bau der Sydney-Brücke. *V* . . . 20
— Niete aus Siliziumstahl 49
— Eisenbahnbrücke bei Wesel über den Rhein. *Z* 67
— Brückenverstärkung durch Schweißen. *V* 78
— Eisenbahnbrücke bei Marienwerder—Münsterwalde (Westpr.) über die Weichsel. *V* 78
— Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen . . . . 81, 96, *Z* 393
— Rationalisierung 84
— Leitungsmaste der französischen elektrischen Eisenbahnen. *V* 90
— Zulässiger Lochleibungsdruck. *Z* . . . 91
— Hängebrücke mit hochliegendem Versteifungsträger über die Loire bei Montjean. *V* 103
— Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.) 108, 267
— Verstärkung von Blechträgerbrücken durch seitlich angeordnete Hängewerke . . 122
— Bau einer eisernen Fußgängernotbrücke in Berlin 126
— Abbruch der Eisenbahnbrücken über die Elbe und Havel auf der Strecke Berlin—Stendal 129
— Schleusentore für die Kachletstufe der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau 141
— Erneuerung der eisernen Überbauten der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. O. im Gleis Frankfurt—Reppen 191
— Einkauf von Rostschutzfarben. *Z* . 200, 302
— Hängebrücke von Florianopolis in Brasilien 217
— Bauanlagen des Großkraftwerkes Klingenberg 220
— Bemerkenswerte Erfahrung bei der Erprobung einer russischen Eisenbahnbrücke 239
— Änderungen des Normblatts DIN 1025, Bl. 2. *V* 249
— Eisenbahnhubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam. *V* 272
— Flugzeughallen in Wilhelmshaven. *V* . 272
— Bau der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Sandomierz (Polen). *V* 288
— Rost und Rostschutz. *V* 290
— Seeflughalle des Hanseatischen Flughafens auf dem Priwall bei Travemünde . . 294
— Einkauf von Rostschutzfarben. *Z* . 302, 393
— Wirtschaftlichkeit großer Spannweiten im Garagenbau 315
— Sporthalle für die Universität von Minnesota zu Minneapolis. *V* 404
— Neuzeitliche Fördertechnik 409
— Zweiter bemerkenswerter Brückenbau über den Delaware bei Philadelphia. *V* . 428
— Kabelbrücke über die Mount-Hope-Bucht. *V* 441
— Umbau der Eisenbahnbrücke über die Ahr bei Sinzig 443

Seite

Stahlbau. Leitungstürme der Conowingo-Hochspannungsleitung. *V* 453
— Stählerne Tragkonstruktion für Wohnhausbauten. *V* 454
— Funktürme der Flughafenfunkstelle in Köln-Niehl 467
— Neue Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke . . 473, 502
— Brückenbauten am Kanal Wesel—Datteln 495
— Geplante Brücke über den Kleinen Belt. *V* 504
— Landstraßenbrücke in Süd-Idaho. *V* . . 533
— Auswechslung von eisernen Eisenbahnbrücken mit Kranwagen . 607, 648, 685
— Kabelkran für die Rüstträgermontage leichter Straßenbrücken in Ostindien 610
— Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad 612, 652, 692, 743, 835
— Aufstellung der Hindenburgbrücke über den Neckar bei Wimpfen 616
— Einiges vom neuzeitlichen japanischen Brückenbau 629, 840
— Hebung der Wilhelmsbrücke in Rotterdam. *V* 631
— Bahnsteighallen in Königsberg i. Pr. 659, 681, 707, 729
— Umbau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt . . . 664
— Bau zweier Klappbrücken über den Verbindungskanal zwischen Altem und Neuem Hafen zu Bremerhaven . . 668
— Erneuerung der eisernen Überbauten der Weserbrücke bei Dreye (Bremen) . . 670
— Hochwertiger Stahl im Eisenbau . . . 722
— Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbauverbandes anläßlich der 24. Hauptversammlung. Bericht. *V*. 724
— Auswechslung des Zugbandes der Stubenrauchbrücke in Berlin 727
— Technische Reiseeindrücke in Rußland . 751
— Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln 771
— Erweiterung der sogen. „Neuen" Elbbrücke und der Billhorner Brücke in Hamburg 794
— Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden 806
Statik. Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz 11, 27
— — Zuschriften 274
— Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken 37, 50
— — Berichtigung. *V* 91
— Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung. *Z* . . 103
— Verstärkung von Blechträgerbrücken durch seitlich angeordnete Hängewerke . . 122
— Über den Einfluß vollkommener Einspannung der Stabenden auf die Knickgrenze gegliederter Druckstäbe . . 179
— Abstützungen von Druckstäben 232, 257, *Z* 592
— Vereinfachte Ermittlung der größten Momente und Querkräfte aus Verkehrslast bei einer Gruppe gleich großer Einzellasten bei dem frei aufliegenden Träger 270
— Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen an Brücken 297, *Z* 646
— Verwendung von Kabeln für Zugbänder weitgespannter Bogenbrücken . . . 308
— Nebenspannungen im Rhombenfachwerk 414, Z 591
— Größte Momente und Querkräfte der Brücken für regelspurige Nebenbahnen. 476, *V* 645
— Dreigurtträger 578
— Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton 526, 602, 641
— Beitrag zur Behandlung beweglicher Belastung 674
— Über Schwingungsmessungen in der Maschinen- und Bautechnik und ihre Bedeutung für Bauverwaltungen und Bauprüfungsbehörden 675

Seite

Statik. Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken 700, 711
— Ziel, Ergebnisse und Wert der Messungen an Bauwerken 723
— Sicherheitsgrad und Beanspruchung . . 723
— Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung . . . 746
— Versuche über Lochleibungsdruck . . . 747
— Theorie der Pfahlgründungen 818
Stauanlagen, s. a. Wehre.
— Bau einer Staumauer mit Rücksicht auf spätere Erhöhung im Pemigewasset River (U. S. A.). *V* 19
— Ottmachau 35
— Ladenburg, Wieblingen, Heidelberg 48, 60
— Viereth 62
— Kachlet 63
— Lake-Pleasant-Staudamm. *V* 213
— Bruch der St. Francis-Staumauer. *V* . . 299
— von Taf-Fechan. *V* 314
— Großkraftanlage in Calabrien 698
— Staudamm aus mehreren hintereinanderliegenden einzelnen Staumauern. *V* 702
— Bau des Stauwerkes im Dnjepr . . . 751
— Arbeiten des Amerikanischen Studienausschusses für Gewölbetalsperren . . 841
— Eigenartiges Gerippe für eine Stauschwelle. *V* 843
Stein, W., Direktor, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 843
Stellwerk. Eigenartiger Ausbau eines —fensters. *V* 656
Stettin. Verbesserung der Schiffahrtstraße Swinemünde—Stettin 34, 93
— Erzumschlaganlage im Stettiner Hafen . 117
Steue, W., Direktor, Dr.-Ing. ehr. *V* . . 843
Stollenbau, s. a. Tunnelbau.
— Sulgenbachstollen in Bern . . . 135, 195
Stollenbleche an Stelle von Holzpfählen bei Tunnelbauten im städtischen Tiefbau. *V* 532
Stralsund. Plan zur Untertunnelung des Strelasundes 170
Straßburg. Gleichwertige Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von — bis Basel 431, 450
Straßenbahn-Ausstellung in Essen. *V*. . 199
Straßenbau, s. a. Baugeräte und Baumaschinen.
— Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke als —stoff. *V* 56
— Das deutsche Hauptstraßennetz. *V* . . 301
— und Brückenbauplan in London. *V* . . 406
— Oberflächenteerung 479
— Ergebnisse von Fahrbahnoberflächenbehandlungen 485
— Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen 489, 513
— Steinstraße 492
— Zementmakadam-Straßen und Bitumenabdeckung. *V* 493
— Schienenbefestigung in gepflasterten Straßen. *V* 493
— Tagung im Rahmen der Leipziger Herbstmesse 1928. *V* 494
— Straßenkreuzungen im Park von Chicago. *V* 620
— Asphaltstraßen. *V* 702
Straßentunnel s. Tunnelbau.
Sturzenegger, P., Dipl.-Ing., Zürich. Leitungsmaste der französischen elektrischen Eisenbahnen. *V*. 90
Suenson, E., Professor, Kopenhagen. Die Biegungsfestigkeit von Rundholz . . 688
Swinemünde. Verbesserung der Schiffahrtstraße Swinemünde—Stettin . 34, 93
Sydney-Brücke. Vom Bau der —. *V*. . 20
Sylt. Bau eines hochwasserfreien Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel — 69, 86
Sympher-Gedenkstein. *V* . . 224, 314, 441
Tagung für wirtschaftliches Bauen. *V* . 761
Tallinn (Reval), Estland. Ausbau des Hafens 401
Talsperren s. Stauanlagen.
Technische Hochschulen. Besuch der deutschen — im Winterhalbjahr 1927/28. *V* 127
— — im Sommerhalbjahr 1928. *V* . . . 532
— **Aachen.** Prof. Dr.-Ing ehr. H. Junkers Ehrenbürger. *V* 466
— — Dr.-Ing. ehr. Eilender zum Professor ernannt. *V* 690

Seite

Technische Hochschulen. Berlin. Dr. Dr.-Ing. Lewe außerord. Professor. *V*. . 127
— — Dipl.-Ing. Polensky Dr.-Ing. ehr. *V* 493
— **Breslau.** Baurat E. Pavel Dr.-Ing. ehr. *V* 127
— — W. Rein Professor in Breslau. *V* . 631
— — Geheimrat Bräuning Dr.-Ing. ehr. *V* 646
— **Danzig.** August Wolfsholz Dr.-Ing. ehr. *V* 326
— **Darmstadt.** Ingenieurlaboratorium. *V* . 478
— — Baurat Dr.-Ing. Bohny Dr.-Ing. ehr. *V* 714
— **Dresden.** Jahrhundertfeier. *V* . . . 272
— — Ehrungen. *V*. 404
— — C. Weber Professor in Dresden. *V* . 631
— **Graz** 656
— **Hannover.** Ministerialdirektor Gährs Dr.-Ing. ehr. *V* 418
— — Direktor Schellewald Dr.-Ing ehr. *V* 750
— — Direktor Wilhelm Stein Dr.-Ing. ehr. *V* 843
— **München.** *V* 478
— **Tung-chi** — in Woosung. *V* 622
Technische Lehranstalt, Badische Höhere, (Staatstechnikum) Karlsruhe. *V* . . 690
Thürnau, Dr.-Ing., Darmstadt. Beobachtungen und Erfahrungen an der umlauflosen Doppelschleuse Ladenburg des Neckarkanals. *Z* 657
Tils, Reichsbahnoberrat Dr.-Ing., Köln. Der Dreigurtträger 578
Todesfälle. Wilhelm Schachenmeier † . . 21
— Paul Bilfinger †. *V*. 54
— H. D. Krey † 466, 595
— Joachim Schultze †. *V* 713
— Direktor Paul Henke †. *V* 843
Tokyo. Betriebseröffnung der Untergrundbahn. *V* 139
— Brückenbauten 629, 840
Topeka, Kan. Eigenartige Gerippe für eine Stauschwelle. *V*. 843
Travemünde. Seeflughalle des Hanseatischen Flughafens auf dem Priwall . 294
Tunnelbau. Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen 4, 41, 63
— Verbindungstunnel zwischen dem Anhalter Bahnhof, Ecke Möckernstraße u. Askanischer Platz, und dem Hotel Excelsior in Berlin. *V* 43
— Plan zur Untertunnelung des Strelasundes bei Stralsund 170
— Lüftungsversuche beim Moffat-Tunnel. *V* 213
— in weichem Lehmboden in Detroit. *V* 226
— Neuartiger Tunnelvortrieb im Bereiche des städtischen Tiefbaues 287
— Entlüftungsanlage des Simplontunnels. *V* 289
— Bau des neuen Musconetcong-Tunnels. *V* 417
— Hollandtunnel in New York 464
— Pyrenäen-Tunnel. *V* 521
— unter der Meerenge von Gibraltar. *V* . 533
— Fußwegunterführung in Highland Park (Mich.). *V*. 737
Uferschutzbauten, s. a. Flußbau, Hochwasserschutz.
— Schutz und Befestigung der Meeresküste. *V* 225
Umschlaganlagen, s. a. Häfen.
— für Erze im Stettiner Hafen 117
— für Kali in Harburg-Wilhelmsburg . 595, 626
— Kranausrüstung des Hafens von Marseille. *V* 676
— Ein- oder zweigeschossige Umschlagschuppen im Hamburger Hafen. *V* . 726
Unfälle. Einsturz einer Betondecke (Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 31.) *V* 20
— Bauunfall beim Bau eines Durchlasses an der Elbe bei Hamburg 57
— Bruch der St. Francis-Staumauer. *V* . . 299
— Eisenbahn— bei Siegelsdorf und bei Ummendorf. *V* 441
— Zerstörung einer Eisenbetondecke durch Rostangriff der Eiseneinlagen. *V*. . 533
— Einsturz eines Fabrikgebäudes (Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 32.) 633
— Absturz einer Brandmauer infolge des Seitendruckes von flüssigem Beton. (Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 34.) *V* . 843

Seite

Unfälle. Bauunglück in Vincennes. *V* . . 750
Untergrundbahnen, geplante, in Rom. *V* . 79
— Eröffnung der II. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen — Neukölln, Berlin. *V* 115
— Betriebseröffnung der Tokyoer —. *V* . 139
— Kosten 246
— Eröffnung der III. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen — Neukölln, Berlin. *V* 261
— in Oslo 406
— Tiefenlage und Neigungen der Londoner —. *V* 418
— -bauten in engen und gebrochenen Straßenzügen 715
Verein deutscher Ingenieure. 67. Hauptversammlung. *V* 237
Verein Beratender Ingenieure e. V. *V* . 478
Verein Deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privateisenbahnen. *V* 326
Verein für Eisenbahnkunde. Vortrag Randzio: Eisenbahnen in Columbien, Ecuador und Guatemala. *V* 67
Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands. *V* 533
— 11. deutscher Baupolizeitag 1928 in Dresden. *V* 749
Vereinigung der Prüfingenieure für Statik in Westdeutschland. *V* 734
Vernayaz. Ausgleichbecken von Les Marécottes des Kraftwerkes — der Schweizerischen Bundesbahnen . . 529
Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel, Berlin. Erweiterung. *V* 115
— *V* 843
Vianini-Rohre, Festigkeitsversuche. *V* . . 199
Viehrampen, praktische Anordnung . . . 256
Viereth, Staustufe 62
Vieser, W., Dipl.-Ing. Dr., Wien. Die Elektrisierung der spanischen Bahnen. *V* 429
— Eine Großkraftanlage in Kalabrien . . . 698
Vincennes, Bauunglück. *V* 750
Vogeler, Reichsbahnrat, Berlin. Anweisung für Mörtel und Beton (AMB) . . . 655
Vorschriften. Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke als Straßenbaustoff 56
— Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau. *V* 66
— Preuß. Ministerial-Erlaß, betr. Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen vom 24. Dezember 1919 (II. 8. Nr. 2139/27) *V* . 224
— neue, für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen 239, 397, 425
— Änderung der Begriffserklärung von Hochofenzement. *V* 249
— der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke 473, 502
— Merkblatt für die Schiffahrt im polnischen Korridor. *V* 631
— Ministerial-Erlaß betr. Eisenbetonbestimmungen. *V* 631
— Anweisung für Mörtel und Beton (AMB) 655
— Vergleich der neuen französischen Brückenvorschriften mit den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn 833
Wahl, K., Dr.-Ing. ehr. *V* 404
Walch, O., Dr.-Ing., Berlin. Neuere Wasserkraftanlagen in Italien 623
Walther, Regierungsbaurat Dr.-Ing., Karlsruhe. Die Querprofil-Kippregel, ein neues Vermessungsinstrument für den Bauingenieur 733
Wasserbau-Versuchswesen. Versuche über die Durchquellung von Dämmen aus durchlässigem Material mit und ohne Dichtungsschicht 112
— Erweiterung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel, Berlin. *V* 115

Seite

Wasserbau-Versuchswesen. Grundströmung und Geschiebebewegung an umflossenen Strompfeilern 133
— Wasserberuhigungseinrichtungen der umlauflosen Schiffschleusen des Wesel-Datteln-Kanals 158
— Zur Kenntnis des Tidegebiets 215
— Larssen-Spundwand mit wechselweise stehenden, im Schloß gepreßten Doppelbohlen 282, 319
— Modellversuche über die Wirkungen der Strömungen und Brandungswellen auf einen sandigen Meeresstrand und die zweckmäßige Anlage von Strandbuhnen 374
— Buhnenwirkung 395
— Betrachtungen zur Abflußtheorie der Überfallwehre 721
— Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft am Walchensee. *V* . . 738
— Arbeiten des Amerikanischen Studienausschusses für Gewölbetalsperren . 841
Wasserkraftanlagen, s. a. Stauanlagen, Wehre.
— Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein 105, 119
— Ausgleichbecken von Les Marécottes des Kraftwerkes Vernayaz der Schweizerischen Bundesbahnen 529
— in Italien 623
— Großkraftanlage in Kalabrien 698
Wasserkraftausnutzung. Erhaltung der Niagara-Fälle. *V* 429
— Ausbau der österreichischen Wasserkräfte. *V* 749
Wasserstraßen, s. a. Kanäle, Flußbau.
— Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927 33, 45, 60
— Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde 93
— Deutscher Binnenschiffahrtstag 1928 in Königsberg i. Pr. *V* 725
Wasserstraßenverwaltung, Bautätigkeit 33, 45, 60, *V* 404
Wasserversorgung, s. a. Be- und Entwässerungsanlagen.
— der Kanadischen Staatsbahnen. *V* . . 224
Weber, C., Dr.-Ing., Professor in Dresden. *V* 631
Wehre, s. a. Stauanlagen.
— Ausbau des Oberpregels zwischen Insterburg und Wehlau 14
— Umbau der Vorderarche in Rathenow . 251
— Betrachtungen zur Abflußtheorie der Überfall— 721
— Betriebserfahrungen mit dem selbsttätigen hydraulischen Dachwehr Patent Huber und Lutz 755
Weidmann, E., Reichsbahnoberrat, München. Zulässiger Lochleibungsdruck. *Z* . . 92
Wendt, H., Dr., Lauchhammer i. Sa. Rationalisierung im Eisenbau unter besonderer Berücksichtigung des Baues von Abraumförderbrücken 84
Wernekke, F., Geh. Reg.-Rat, Berlin. Die geplante Brücke über den Kleinen Belt. *V* 504
Wesel. Eisenbahnbrücke über den Rhein. *Z* 67
Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno 22
— für eine Moselbrücke in Koblenz. *V* . 102
— zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke. *V* 199
— Schinkel—, Ergebnis. *V* 199
— Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms. *V* 249, 702
— für eine Straßenbrücke über die Talschlucht der Ammer bei Echelsbach, Bayern. *V* 506
— Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für drei neue Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau. *V* . . . 734, 844
Wieblingen. Staustufe 49, 60
Wien. Sängerbundesfesthalle 477
Wiernik, L., Dr., Berlin. Der Einkauf von Rostschutzfarben. *Z* 200
Wiesmann, E., Dr. sc. techn., Zürich. Der Bau des Sulgenbachstollens in Bern 135 195

Seite

Wiesmann, E., Das Ausgleichbecken von Les Marécottes des Kraftwerkes Vernayaz der Schweizerischen Bundesbahnen 529
Wilhelmshaven. Flugzeughallen. *V* . . 272
Wimpfen am Neckar. Aufstellung der Hindenburgbrücke 616
Winkel, R., Prof. Dr.-Ing., Danzig. Die Buhnenwirkung 395
— Betrachtungen zur Abflußtheorie der Überfallwehre 721
Witt, C. M., Direktor, Berlin. Der „Si-Stahl" der Freund-Aktiengesellschaft . . . 515
Wittinger, A., Dipl.-Ing., Stadtbaurat in Karlsruhe. Die Entwässerung der Stadt Karlsruhe und ihrer Umgebung 148
Wolff, J., Sterkrade. Neuzeitliche Fördertechnik 409
Wolfsholz, A., Ingenieur, Dr.-Ing. ehr. *V* 326
Zander, Dipl.-Ing., Münster i. W. Erneuerung der eisernen Überbauten der Weserbrücke bei Dreye (Bremen) 670
Zentralverein für deutsche Binnenschiffahrt. Wintertagung der Spitzenverbände der deutschen Binnenschiffahrt. *V* 19
Zinßer, Reichsbahnrat Dr.-Ing. Zwickau. Der Bau der Spiegelstraßenunterführung am Ostkopfe des Bahnhofes Zwickau (Sa.) 72
Zuschriften an die Schriftleitung. Hartmann, Wien — Krabbe, Essen: Die Eisenbahnbrücke bei Wesel über den Rhein 67
— Färber, Breslau — Spetzler, Essen: Der Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen 68
— Kunze, Danzig-Langfuhr — Weidmann, München: Zulässiger Lochleibungsdruck 91
— Chwalla, Wien — Krabbe, Essen: Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung 103
— Herzka, Wien — Eibner, München — Wiernik, Berlin — Hülsenkamp, Berlin: Der Einkauf von Rostschutzfarben 200, 593
— Grüning, Hannover — Kulka, Hannover — Bohny, Sterkrade — Metzler, Dortmund — Beyer, Dresden — Jagschitz, Gustavsburg — Gaber, Karlsruhe — Krabbe, Essen — K. Bernhard, Berlin — Lienau, Danzig: Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz . . . 274
— Th. Goldschmidt A.-G., Essen — Hülsenkamp, Berlin: Der Einkauf von Rostschutzfarben 302, 393
— Dörnen, Derne — Schaechterle, Stuttgart: Die Nietverbindungen in Brücken aus hochwertigen Stählen 393
— Kammüller, Karlsruhe — Kann, Wismar: Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddruck-Theorie 521
— Christiani, Aachen — Hartmann, Wien: Über die Nebenspannungen im Rhombenfachwerk 591
— Krabbe, Essen — Knittel, Karlsruhe — Kulka, Hannover: Abstützung von Druckstäben 592
— Skutsch, Berlin — Oelschläger, Gütersloh: Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen 646
— Thürnau, Darmstadt — Burkhardt, Stuttgart: Beobachtungen und Erfahrungen an der umlauflosen Doppelschleuse Ladenburg des Neckarkanals . . . 657
Zwach, Reichsbahnrat, Stendal. Der Abbruch der Eisenbahnbrücken über die Elbe und Havel auf der Strecke Berlin—Stendal 129
Zwickau (Sa.). Bau der Spiegelstraßenunterführung am Ostkopfe des Bahnhofes 72

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 6. Januar 1928. Heft 1

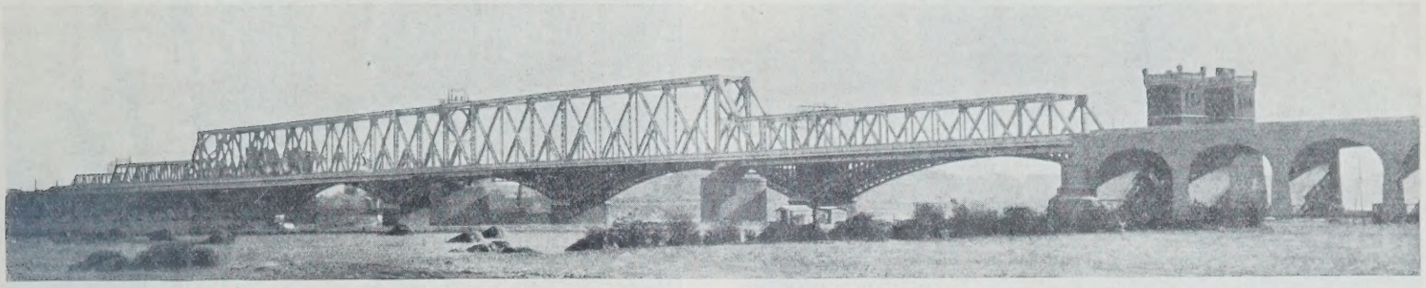


Abb. 1. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg—Hochfeld.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Schaper.**

Die Wirtschaftslage der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gestattete es auch im Jahre 1927, den Bedürfnissen des Brückenbaues und Ingenieurhochbaues in weitgehendem Maße gerecht zu werden. Nicht unbedeutende Bauwerke neuer Anlagen konnten in Angriff genommen oder fertiggestellt werden. Eine große Anzahl zu schwacher Überbauten eiserner Brücken, darunter solcher von großen Abmessungen, wurden verstärkt oder durch neue ersetzt. Viele altersschwache steinerne Brücken wurden wiederhergestellt oder verstärkt. Manche durch den Angriff der Rauchgase zerstörte eiserne Bahnsteighalle wurde durch einen zweckmäßigen, lichten und luftigen Neubau ersetzt.

Die Versuche im Eisenbau wurden — teilweise im Verein mit dem Deutschen Eisenbau-Verbande — fortgesetzt, sie waren im vergangenen Jahre namentlich auf die Feststellung der Knickfestigkeit von Druckstäben aus Si-Stahl gerichtet. Auch diese Versuche haben die Richtigkeit der in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken vorgeschriebenen Berechnungsart von Druckstäben bestätigt. Weiter wurden Versuche zur Feststellung des zulässigen Lochleibungsdruckes in den Nietverbindungen durchgeführt. Sie haben ergeben, daß der in den Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken zugelassene Lochleibungsdruck von dem 2,5fachen der zulässigen Zugspannung durchaus nicht zu hoch ist. Versuche zur Nachprüfung des von Prof. Kayser in Darmstadt angegebenen Verfahrens zur Feststellung der Knickfestigkeit gedrückter Stäbe durch Biegungsbeanspruchung bestätigten die Richtigkeit und Brauchbarkeit des Verfahrens, das auch die Prüfung von Druckstäben im Bauwerk auf ihre Knickfestigkeit gestattet.

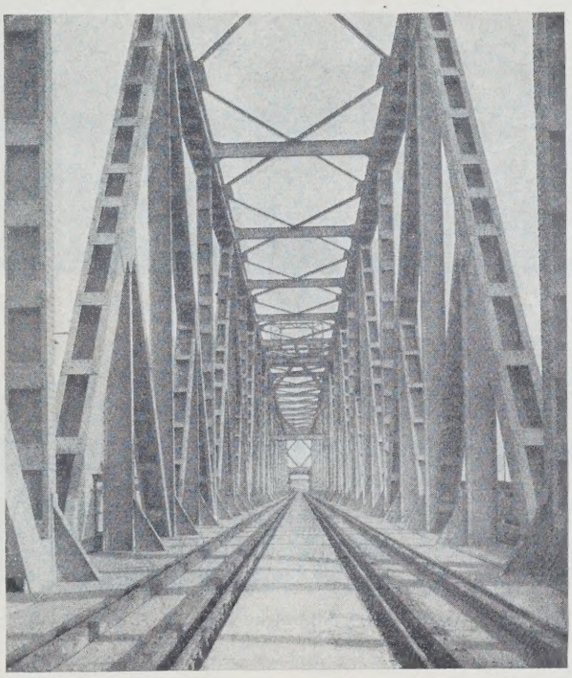


Abb. 2. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Duisburg—Hochfeld. Durchblick durch die Brücke.

Zur Ermittlung der Festigkeitseigenschaften der für Ingenieurbauten in Frage kommenden Holzarten aus den hauptsächlichsten Holzgegenden Deutschlands sind eingehende Versuche eingeleitet.

Die Versuche zur Erprobung verschiedener, nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gelieferter Anstrichstoffe an großen eisernen Brücken wurden fortgesetzt.[1])

Da bei der Herstellung von Betonbauten teilweise immer noch schlechte Erfahrungen gemacht worden sind, die auf mangelnde Kenntnis der an die Baustoffe und ihre Verarbeitung zu stellenden Anforderungen zurückzuführen sind, wurde die Bearbeitung einer eingehenden Anweisung für Mörtel und Beton in Angriff genommen. Sie wird bald erscheinen. — Bei den im vergangenen Jahre fertiggestellten eisernen Brücken wurde der hochwertige Baustahl St 48 und sein neuer Wettbewerber, der Siliziumstahl, in ausgedehntem Maße verwendet. Unter den fertiggestellten Brücken sind wegen ihrer Abmessungen, ihrer Eigenart, ihres Baustoffes und der Schwierigkeit ihres Einbaues folgende besonders zu nennen:

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 1, S. 5.

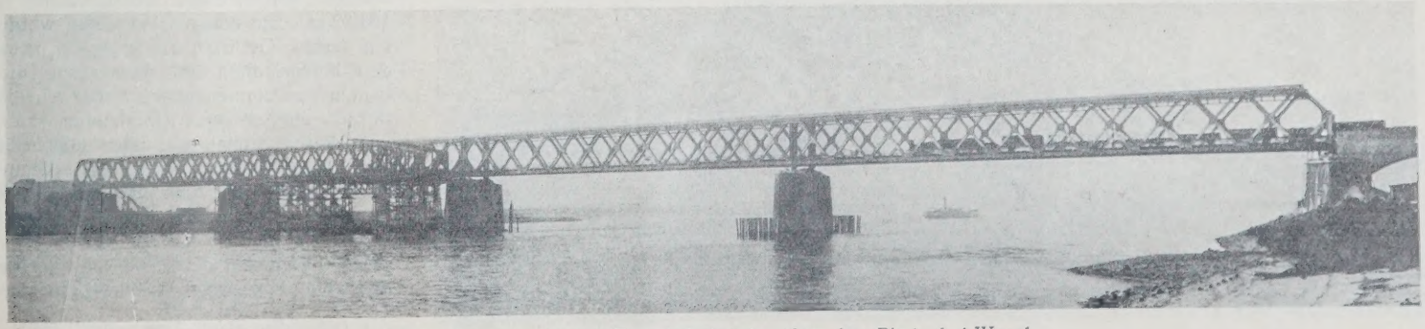


Abb. 3. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel.

neuen und der bestehenden Brücke in der Form der Hauptträger erzielen lasse. Dadurch, daß die Stadt Hamburg der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gestattete, ein Gleispaar vorübergehend über die städtische Freihafen-Elbebrücke zu führen, konnte die Eisenbahnbrücke unter Aufrechterhaltung des viergleisigen Betriebes umgebaut werden. Die neuen Überbauten wurden unter Benutzung der alten Überbauten als Montagegerüste zusammengebaut. Auf diese Weise wurde die Elbe von Gerüsteinbauten ganz freigehalten. Die Arbeiten konnten daher auch den ganzen Winter durch weitergeführt werden. Die Stützweite der Überbauten beträgt 99,96 m. Baustoff: St 48. (Schluß folgt.)

Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **La Baume,** Magistratsbaurat.

1. Vorgeschichte.

Zwischen Berlin und dem Städtchen Erkner durchfließt die Spree den in herrlicher Umgebung gelegenen Müggelsee, der mit seinen reizvollen bewaldeten Ufern und seinem lebhaften Wassersportbetrieb ein beliebter Ausflugsort Berlins ist. Zwei Linien der Berliner Vorortbahnen — die Strecken nach Grünau und Erkner — ermöglichen neben mehreren Omnibus- und Straßenbahnlinien den Anmarsch in diese Gegend, die an Sonn- und Feiertagen das Ziel vieler Tausender ist. Nun befindet sich aber zwischen Erkner und Cöpenick, also auf einer Strecke von nahezu 13 km, kein fester Übergang über die Spree, so daß der Verkehr auf die Benutzung weniger Fähren angewiesen ist. Bei dem immer weiter steigenden Bedürfnis der Großstädter nach Bewegung in der freien Natur

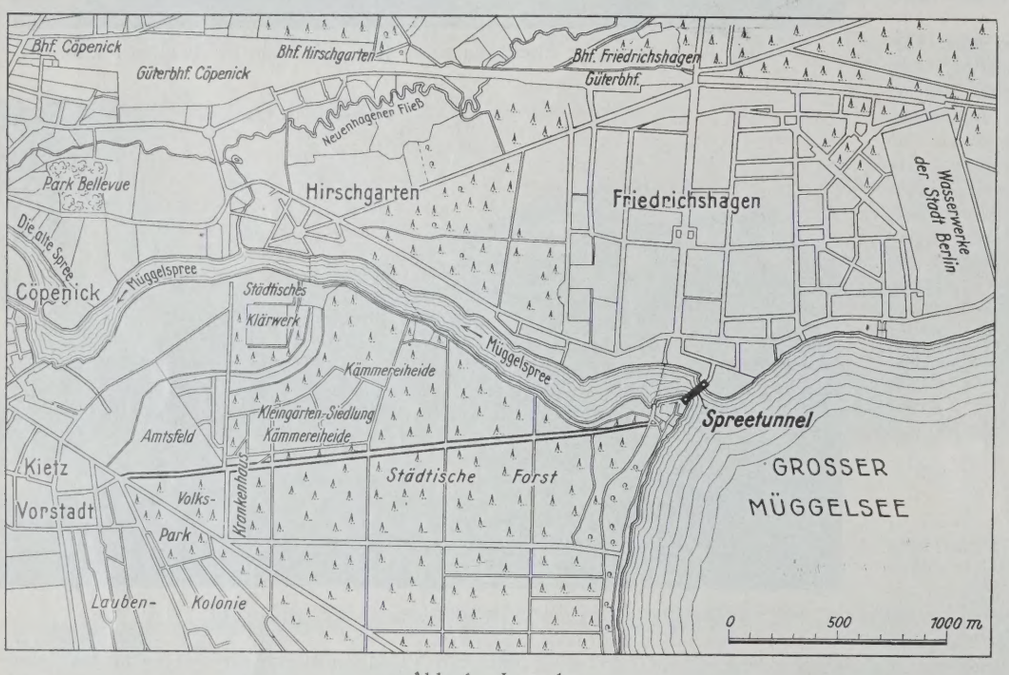


Abb. 1. Lageplan.

sind diese Fähren oftmals stark beansprucht und genügen dem gesteigerten Verkehr in keiner Weise. Soweit Abhilfe durch größere Fahrzeuge, maschinellen Betrieb usw. geschaffen werden konnte, ist dies geschehen, ohne daß ein befriedigender Zustand geschaffen wurde. An einigen Punkten drängten sich die Ausflügler besonders in den Abendstunden derart zusammen, daß ein geregeltes Übersetzen nur mit Mühe zu bewerkstelligen war. Wenn zum Unglück noch ein Unwetter heraufzog, kam es an den Fährhäfen zu unliebsamen Szenen; weder Fährleute noch Polizei waren in der Lage, die ordnungsmäßige Besetzung zu überwachen oder gar eine Überfüllung zu verhüten. Bei der Fähre am Westausgang des Müggelsees, bei der an manchen Sonntagen bis 40000 Menschen übergesetzt wurden, kommt noch erschwerend hinzu, daß hier ein reger Sportverkehr herrscht; und gerade in den Stunden zusammengedrängten Verkehrs der heimfahrenden Sportfahrzeuge kreuzt die mit annähernd 300 Personen besetzte Fähre dauernd den Weg der Segler, Ruderer und Schleppzüge. Daß sich hier bisher kein Massenunglück ereignet hat, ist nur als ein Wunder anzusehen.

Die maßgebenden Stellen waren sich längst darüber klar, daß an dem erwähnten Westausgang zuerst Wandel geschaffen werden mußte. Die Anfänge der Entwürfe für einen festen Übergang gehen bereits in die Zeit vor dem Kriege zurück. Damals beabsichtigte die inzwischen in Groß-Berlin eingemeindete Stadt Cöpenick eine Brücke nach dem Muster der Abteibrücke in Treptow an derselben Stelle zu errichten, an der jetzt der Tunnel gebaut worden ist (Abb. 1). Der Entwurf stieß indessen auf den einmütigen Widerstand der Berufsschiffahrt und der Segler und scheiterte vollends durch den Ausbruch des Krieges. Als die Verhältnisse nach dem Kriege immer unhaltbarer wurden, ging die Tiefbaudeputation des Magistrats Berlin erneut an die Bearbeitung eines Brückenentwurfes heran, wählte aber als Übergang die jetzige Fährstelle und plante eine Fußgängerhängebrücke mit 14 m Durchfahrthöhe, in der Annahme, daß es der Masse der Segler möglich ist, eine derartige Brücke ohne Mastlegen zu durchfahren. Auf die größeren Fahrzeuge, deren geringe Zahl für den Plan nicht ausschlaggebend sein konnte, glaubte man keine Rücksicht nehmen zu müssen. Man wollte sich außerdem mit einer Fußgängerbrücke begnügen, obwohl auch die Überleitung des Wagenverkehrs in den Bereich der Erwägungen gezogen wurde. Hierbei muß berücksichtigt werden, daß einmal der Fuhrverkehr geringe Bedeutung und Entwicklungsfähigkeit hat, da das Gebiet südlich des Müggelsees und der Müggelspree wenig bebaut, im übrigen aber Dauerwald ist, daß anderseits eine Fahrbrücke wegen der Rampenentwicklung nur eine Durchfahrthöhe von 4,50 m gestattet und dadurch den Segelsport vom

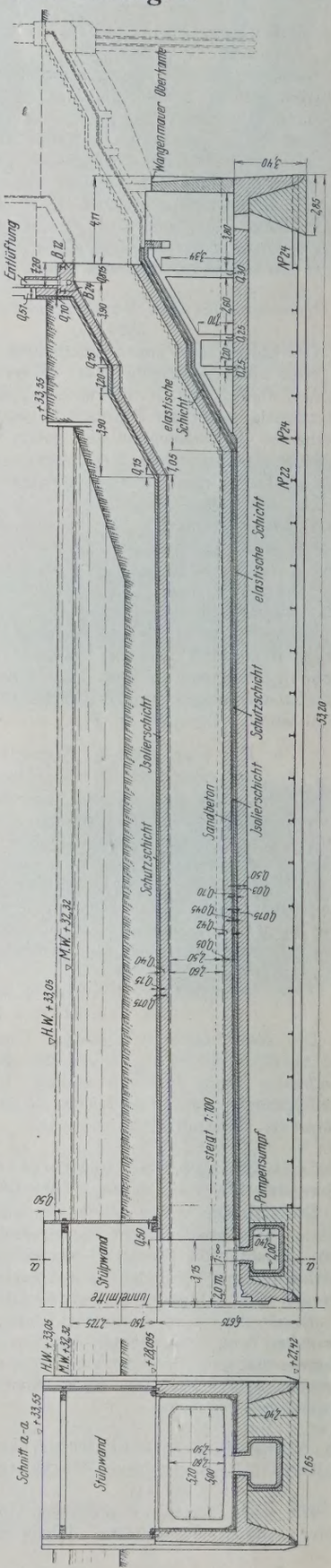


Abb. 3. Längsschnitt einer Tunnelhälfte.

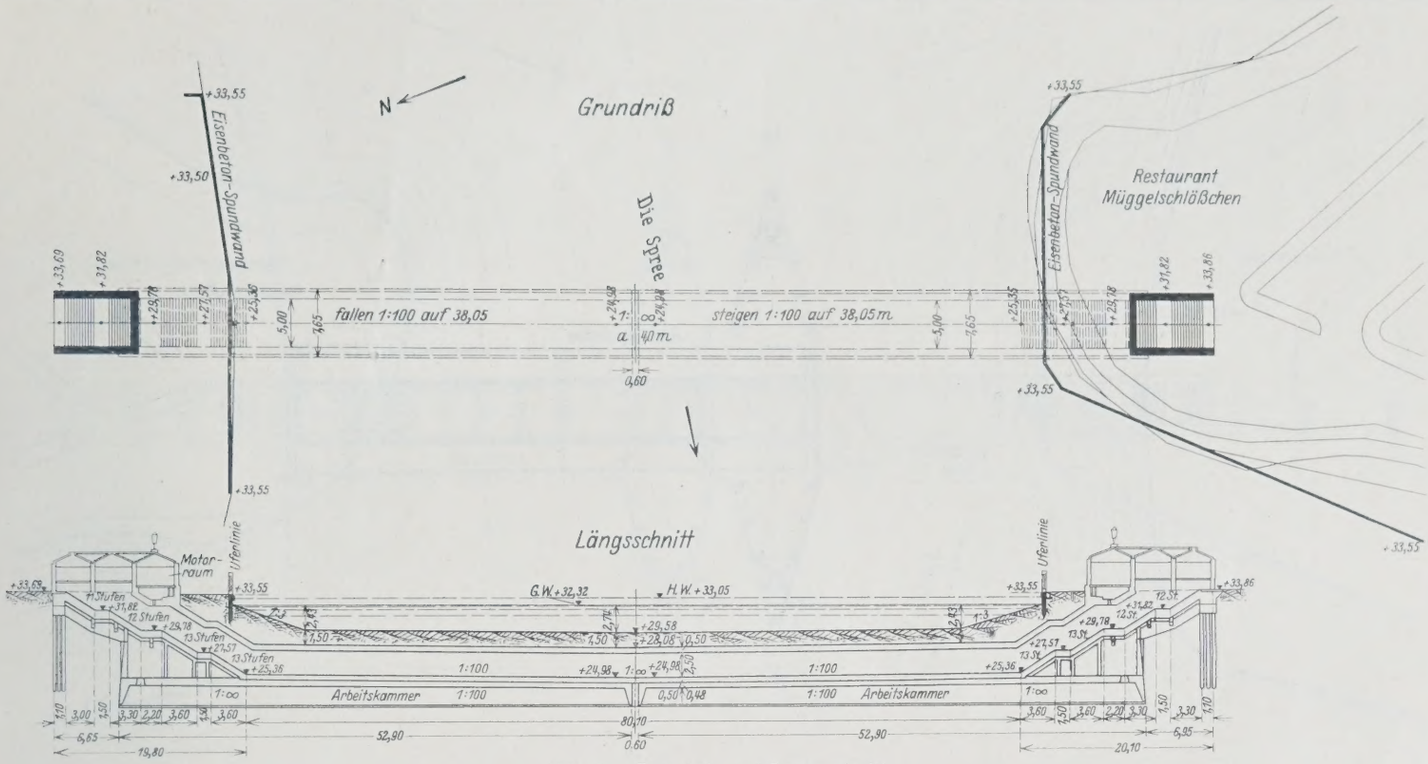


Abb. 2. Grundriß und Längsschnitt.

Müggelsee ganz abgeriegelt hätte. Die Fährstelle eignete sich zudem nicht für eine Fahrbrücke; eine solche war nur weiter unterhalb im Zuge der Wilhelmstraße oder der Spreestraße möglich, sie hätte aber durch ihre Lage außerhalb des Hauptverkehrszuges der Friedrichstraße an Bedeutung verloren; die Fußgänger hätten den etwa 1 km weiten Umweg gescheut, und es war zu befürchten, daß sich an der jetzigen Fährstelle bald Leute genug fanden, die den Ausflüglern den Übergang ermöglichten. Das aber mußte unter allen Umständen vermieden werden. Danach

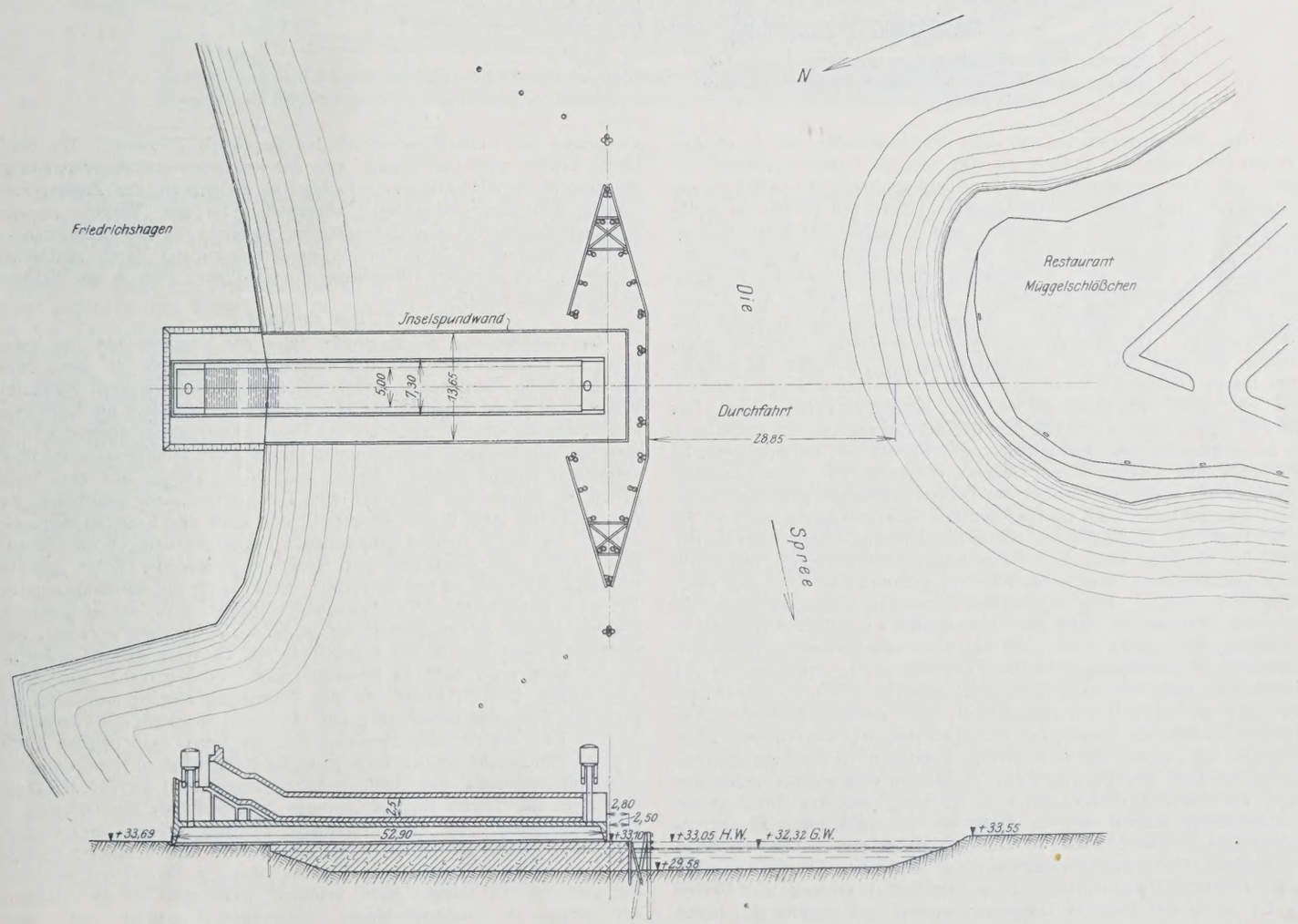


Abb. 4. Bauabschnitt I.

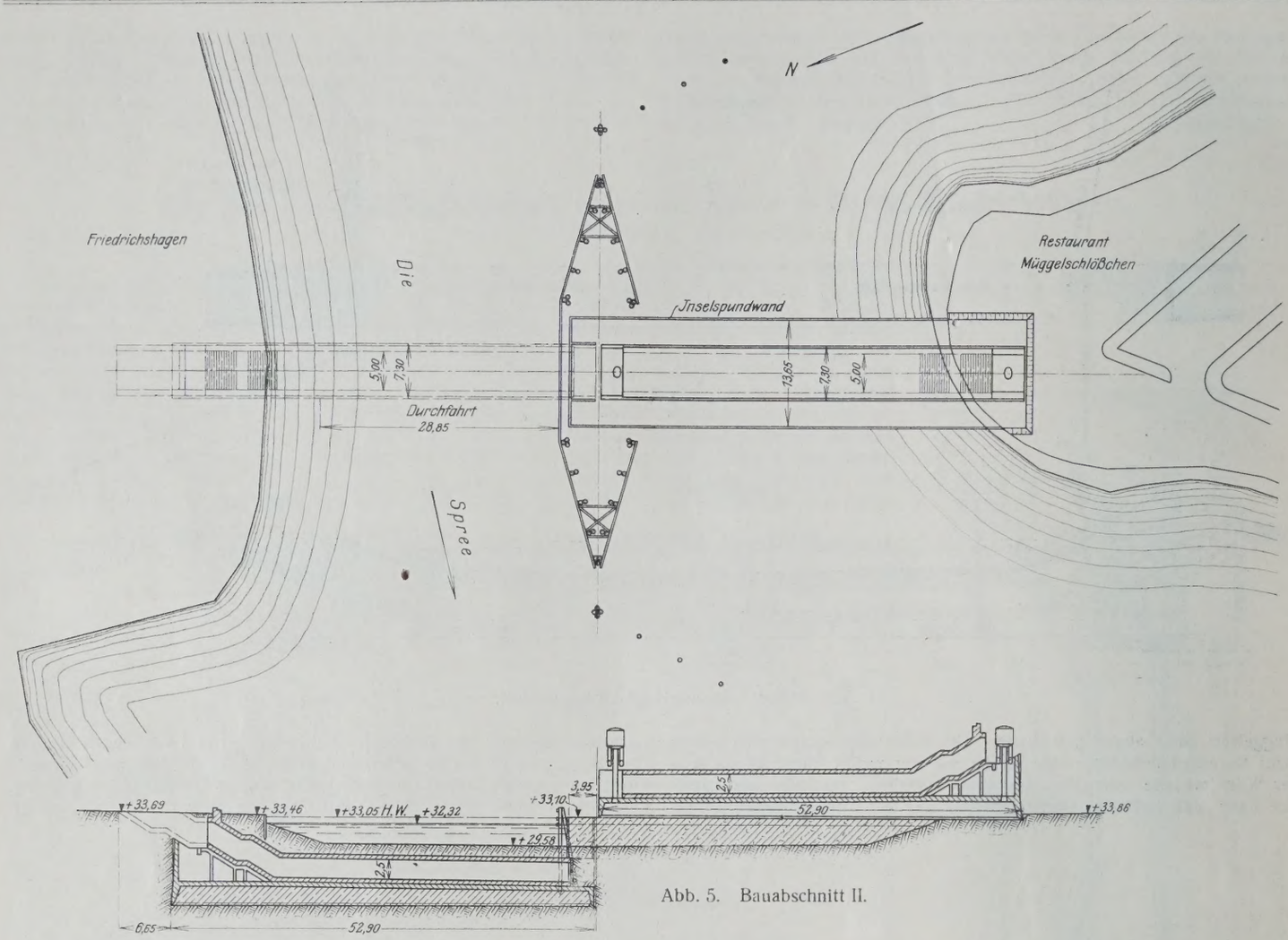


Abb. 5. Bauabschnitt II.

schien eine Fußgängerbrücke mit einer Durchfahrthöhe von 14 m über HW ein aussichtsreicher Entwurf zu sein, und die Tiefbaudeputation entschied sich, einen derartigen Entwurf zur landespolizeilichen Genehmigung einzureichen. Das Wasserbauamt Cöpenick lehnte den Entwurf in schiffahrtpolizeilicher Hinsicht ab, da nach seiner Ansicht das Bauwerk trotz seiner Lage abseits des Gemündes den vom Müggelsee einkommenden Segelfahrzeugen doch nicht genügend Raum bot, die Masten zu legen bezw. unter Landschutz zu gelangen. Außerdem wehrten sich in verstärktem Maße die Sportvereine, insbesondere die Segler, gegen den Brückenentwurf. Der Widerstand des Wasserbauamtes Cöpenick allein genügte, um den Plan der Fußgängerbrücke zum Scheitern zu bringen. Unter diesen Umständen konnte nur noch ein Tunnel in Frage kommen, und zwar sollte auch dieser im Zuge der bisherigen Fähre liegen. Der Grund für diese Lage war einzig der, daß der Zugang von Friedrichshagen her der bequemste war; außerdem boten sich auf der Südseite keinerlei Schwierigkeiten, da hier offenes Gelände vorhanden ist. Neben der Aufstellung eines Entwurfs wurden die Bodenverhältnisse gründlich untersucht, und es stellte sich heraus, daß der Spreeuntergrund etwa in der halben Breite des Flußlaufes aus einem Kalkschlamm bestand, der stellenweise bis zu 24 m unter den Wasserspiegel herunterging. Angesichts dieser Bohrergebnisse mußte der Plan eines Tunnels im Zuge der Fähre aufgegeben werden. Die angestellten Bodenuntersuchungen ließen die Vermutung aufkommen, daß der Kalkschlamm nach dem Müggelsee zu an Mächtigkeit nachließ, was auch durch die anschließenden Bohrungen unmittelbar in der Mündung des Sees bestätigt wurde. Hier fanden sich verschiedene spitz zulaufende Schlammschichten, jedoch in solcher Höhenlage, daß sie einem Unterwassertunnel nicht mehr gefährlich werden konnten. Gelang es daher, den südlichen Ausgang des Tunnels so zu gestalten, daß öffentliche und private Interessen in Einklang gebracht wurden, so hatte der Entwurf eines Tunnels an dieser Stelle schon deswegen die besten Aussichten auf Verwirklichung, weil das Spreebett hier verhältnismäßig schmal ist, die Baukosten demnach nicht so sehr ins Gewicht fielen. Der südliche Tunnelmund mußte nun in das Grundstück des Müggelschlößchens hineinführen, das der Ersten Genossenschaftsbrauerei Friedrichshagen gehört. Diese Gesellschaft erkannte den Vorteil, der ihr durch das Bauwerk erwachsen würde, und erklärte sich bereit, das für den Ausgang nach dem Walde zu erforderliche Gelände kostenlos abzutreten und einen Zuschuß zu den Baukosten zu zahlen. Die Stadt Berlin erwarb weiteres Gelände von der Reichswasserstraßenverwaltung, um eine breite Uferanlage zu schaffen, die gleichzeitig den Zugang zum Tunnel und einen besonderen Uferstreifen für den Verkehr zu den Dampferanlegestellen und Bootsständen vorsah. Auf der nördlichen — Friedrichshagener — Seite konnte der Tunnelzugang durch städtisches Eigentum, den jetzt der Öffentlichkeit zugänglichen Park in der Waldowstraße geführt werden.

2. Der Entwurf.

Bei Ausarbeitung des Entwurfes wich der Verfasser von der bisher in Berlin üblichen Bauweise der Unterwassertunnel ab, da diese beim Vorhandensein unsicherer Bodenverhältnisse und regsten Schiffahrtverkehrs zu große Gefahren mit sich bringt und außerdem die Schwierigkeiten, die der offenen Baugrube mit Grundwasserhaltung durch das Übermaß von Absteifungen, Rohrleitungen und anderen Hindernissen anhaften, vermieden werden sollten. Wollte man diesen Dingen aus dem Wege gehen, so konnte das nur durch eine Druckluftgründung geschehen, bei der der Tunnel über Wasser hergestellt und nach dem Erhärten abgesenkt wurde. Es mußte hierbei grundsätzlich geklärt werden, ob das Tunnelprofil selbst als Senkkasten mit später einzubauender Sohle gewählt werden sollte, oder ob ein besonderer Senkkasten mit darüberliegendem Tunnel in Betracht kam. Die Erwägungen führten dazu, das erstgenannte System, obwohl es den Vorteil der billigeren Ausführung aufweist, auszuschalten, weil ihm in der Herstellung der Dichtung Mängel anhaften, die vorläufig noch nicht zu beseitigen sind. Die anerkannt vorzügliche und infolge ihrer Elastizität für den Absenkungsvorgang besonders gut geeignete Asphaltpappendichtung läßt sich unter Druckluft nicht herstellen, da die Luft die Asphaltklebemasse wie mit feinen Nadelstichen durchlöchert. Ein Druckausgleich kann zwar vorübergehend in Höhe der unter Druckluft herzustellenden Sohlendichtung eingerichtet werden, er bietet aber nicht die Gewähr für das Gelingen der Anschlüsse der Dichtung an die Seitenwände. Da eine metallische Dichtung wegen ihres weniger elastischen Verhaltens nicht in Frage kam, fiel die Entscheidung zugunsten des Systems eines Tunnels mit darunterliegendem Senkkasten aus, dem die geschilderten Mängel nicht anhaften, wenn man für die Ableitung der durch die Senkkastendecke dringenden Druckluft nach außen Sorge trägt.

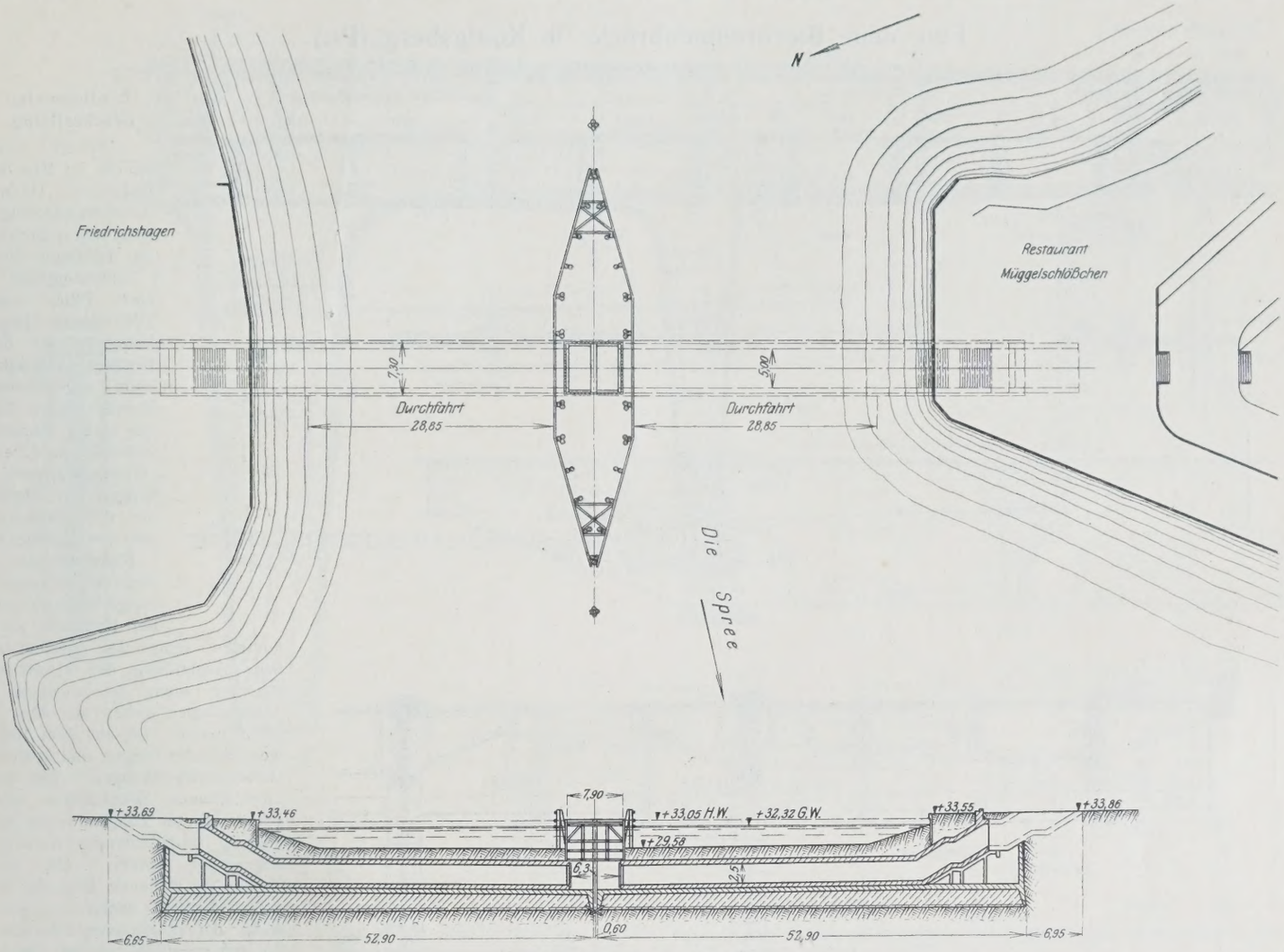


Abb. 6. Bauabschnitt III.

Der Tunnelquerschnitt wurde in rechteckiger Form mit einer lichten Weite von 5,00 m und 2,50 m Höhe ausgebildet. Für den reinen Fußgängerverkehr eignet sich naturgemäß der rechteckige Querschnitt besser als der Kreisquerschnitt, dessen Bestimmung eher die gemeinsame Durchführung des Fahr- und Personenverkehrs ist. Der gewählte Querschnitt bietet außerdem den Vorteil einer bequemeren Anpassung der Baugrube für die Verbindung mehrerer Tunnelbauabschnitte, bei der der Kreisquerschnitt erst in den rechteckigen übergeführt werden muß.

Bei der Tiefenlage des Tunnels wurde der für die Zukunft zu erwartenden Durchführung des 1000-t-Schiffsverkehrs in der Weise Rechnung getragen, daß eine Wassertiefe von durchschnittlich 2,50 m geschaffen und dem Bauwerk eine Überschüttung von 1,50 m gegeben wurde, so daß die Oberkante der Konstruktion etwa 4 m unter dem Wasserspiegel (G.W.) liegt. Das Gelände an beiden Ufern liegt etwa 1,50 m über dem Wasserspiegel, wodurch sich zwischen Gelände und Tunnelsohle ein Höhenunterschied von 8,40 m ergibt. Um die Zahl der Stufen so gering wie möglich zu halten, erhielt die Tunnelsohle eine Neigung von 1 : 100 nach der Mitte zu; dadurch ergaben sich bei einer Stufenhöhe von 17 cm nördlich 49 und südlich 50 Stufen, die in vier Läufe mit drei Podesten eingeteilt wurden. Auch die Länge des Bauwerks wurde auf das geringste mögliche Maß eingeschränkt, weshalb die Ansätze der Treppendecken, soweit es die festgesetzte Überschüttungshöhe und die Konstruktion der senkrechten Uferbefestigung zuließ, in das Flußprofil hinein vorgeschoben wurden (Abb. 2 u. 3). Dadurch konnte der wagerechte Tunnelabschnitt auf eine Länge von 80,10 m eingeschränkt werden, während die Treppenbauten 19,80 bezw. 20,10 m Länge erhielten. Mit Ausnahme des Unterschiedes in der Stufenzahl ist volle Symmetrie des Bauwerks vorhanden, dessen Gesamtlänge sich zu 120 m ergibt. Um bei der fortlaufend angeordneten Treppenanlage die Decke nicht gedrückt erscheinen zu lassen, wurde der senkrechte Abstand zwischen Stufennasenlinie und Decke zu 2,50 m gewählt.

Für die tragende Konstruktion der oberen Treppenläufe wurde eine besondere Gründung vorgesehen. Der Tunnelschlauch stützt sich hier einerseits auf die nach oben verlängerten Seitenwände der Senkkasten, die sog. landseitigen Wangenmauern, anderseits auf zwei Eisenbetonpfahlbündel zu je drei Pfählen, die durch einen kräftigen Holm miteinander verbunden sind. Diese Maßregel war notwendig, weil die Auflockerung des Bodens an den Stirnwänden der Senkkasten nicht zu vermeiden war. Die senkrechte Abschlußwand zwischen den beiden landseitigen Wangenmauern (Abb. 3) verfolgt den Zweck, diese Auflockerung der Bodenmassen unter den oberen Treppenläufen möglichst zu beschränken.

Durch die Forderung der Strombehörde nach Freihaltung einer Hälfte der Fahrstraße für den Schiffsverkehr war die Einteilung des Bauvorganges in drei Hauptabschnitte gegeben. Bauabschnitt I und II (Abb. 4 u. 5) bezeichnen den Bau je einer Tunnelhälfte mit Ausnahme der beiden oberen Treppenläufe, die im Anschluß an die Versenkung in offener Baugrube mit einer einstufigen Wasserhaltung ausgeführt werden konnten. Bauabschnitt III (Abb. 6) bezeichnet die Verbindung der beiden Hälften in Strommitte. Mit Rücksicht auf die geringeren Kosten wurden die beiden unteren Treppenläufe in den Bereich des Senkkastens einbezogen, wobei sich der nach oben verlaufende Tunnelschlauch auf die verlängerten Senkkasten-Seitenwände auflegt. Dadurch ergibt sich für den Senkkasten eine Länge von 52,9 m, so daß er mit 7,65 m Breite eine Grundfläche von 405 m² erhielt. Die Schachtrohre sind an den Enden der Senkkasten angeordnet, der abzusenkende Teil des Tunnels selbst steht, sowohl landseitig wie wasserseitig, so weit zurück, daß die Schachtrohre vom Tunnelquerschnitt frei bleiben, da sie der Dichtung wegen nicht durch den Tunnel hindurchgeführt werden konnten. Senkkasten und Tunnel sind durch eine elastische Schicht von 3 cm Stärke getrennt. Diese Schicht besteht aus 40 % Asphalt, 40 % Sand und 20 % Weichpech und hat den Zweck, sowohl eine statische Verbindung der beiden Körper zu vermeiden, als auch die durch die Formänderung des Senkkastens entstehenden Druckunterschiede unter der Tunnelsohle zu mildern oder auszugleichen.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Eine neue Blechrahmenbrücke in Königsberg (Pr.).

Von Reichsbahnoberrat **Lewerenz**, Königsberg (Pr.).

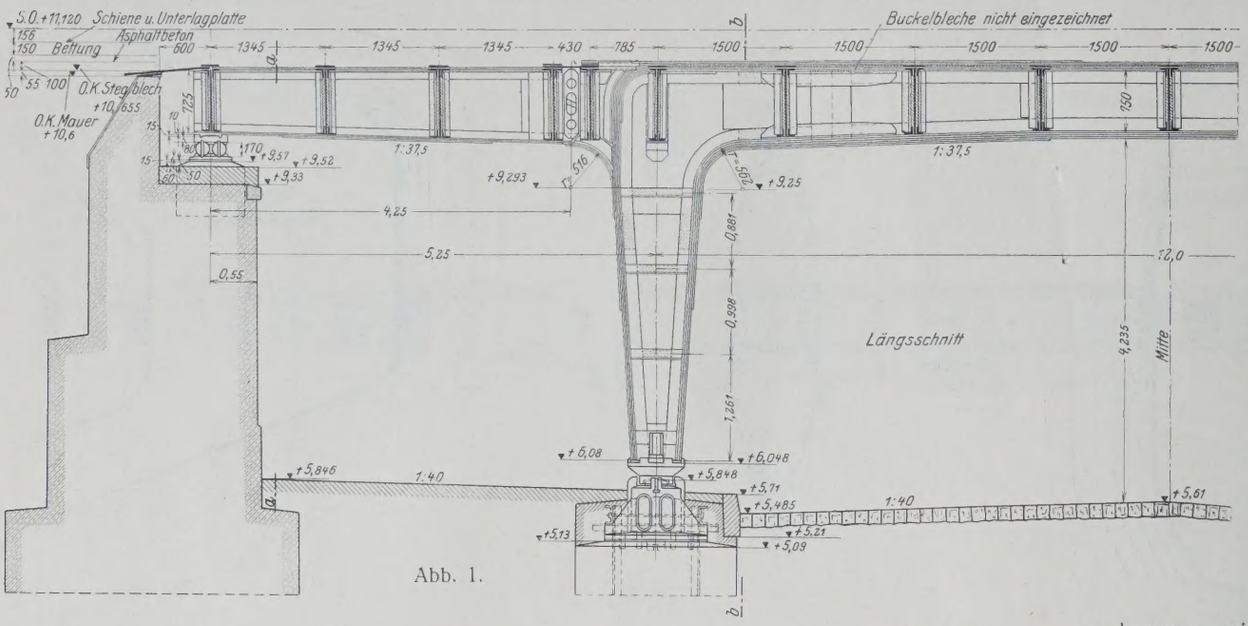


Abb. 1.

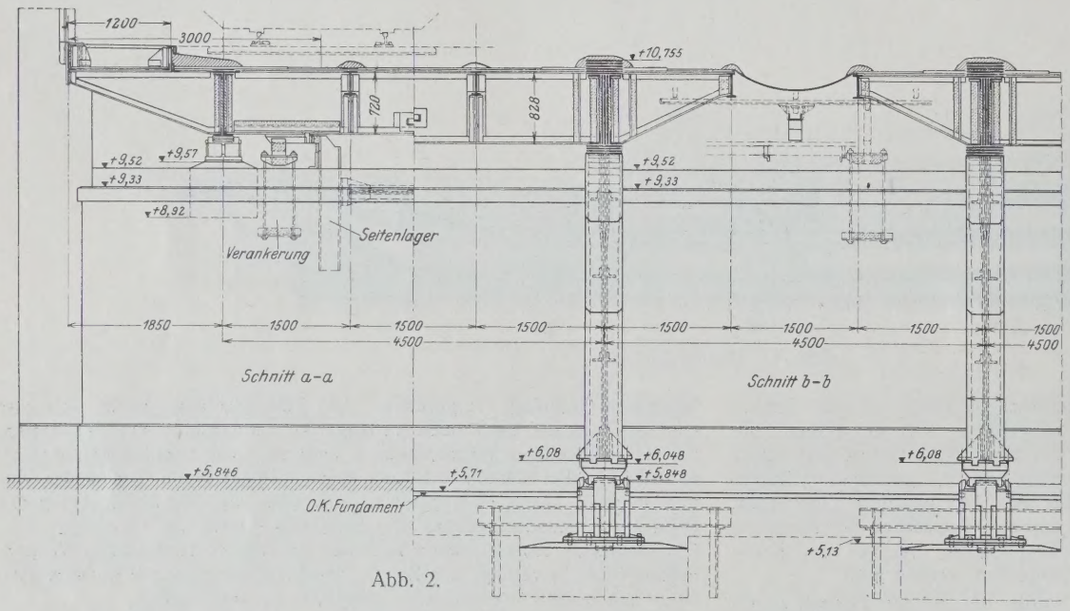


Abb. 2.

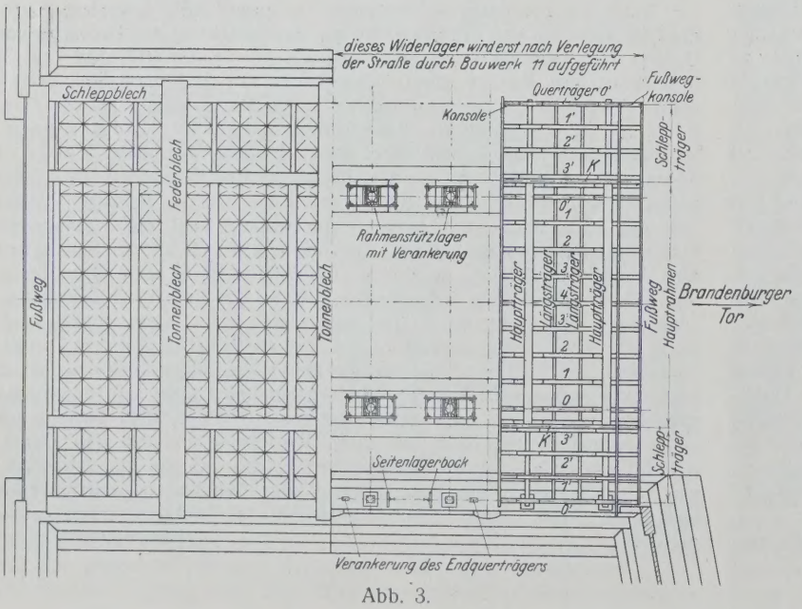


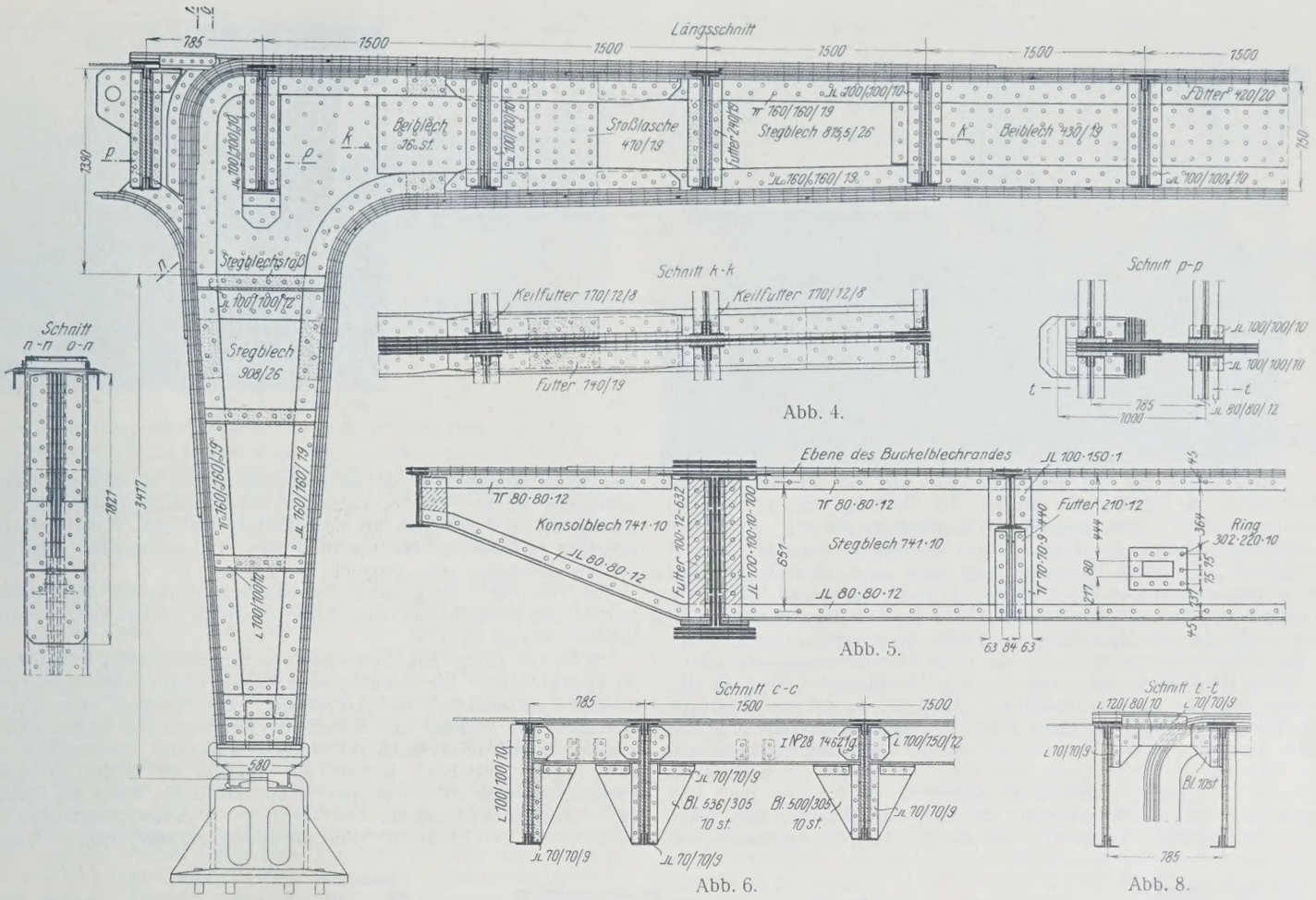
Abb. 3.

I. Allgemeine Beschreibung.

Unweit des neuen, im Bau befindlichen Hauptbahnhofs zu Königsberg überschreiten die künftigen Personenzuggleise nach Pillau und Tilsit sowie einige Bahnhofsgleise die Berliner Straße nahe beim sogenannten Brandenburger Tor mit einem kürzlich vollendeten Überführungsbauwerk. Wegen der Eigenart der Bauweise und verschiedener Konstruktionseinzelheiten werden einige Mitteilungen der Fachwelt willkommen sein. Die grundsätzliche Ausbildung der Eisenkonstruktion sowie die wichtigsten Abmessungen gehen aus Abb. 1 bis 3 hervor. Da auf dem Bauwerk Weichen liegen und spätere Gleisverschwenkungen wegen der unmittelbaren Bahnhofnähe sehr leicht eintreten können, so ist ein allseitig durchlaufendes Kiesbett angeordnet worden. Die zur Verfügung stehende Bauhöhe ist außerordentlich knapp, es kam daher darauf an, eine Konstruktion mit möglichst geringer Blechträgerhöhe zu wählen. Hierzu eignet sich u. a. besonders das System der Rahmenträger, bei dem man hier mit einer Stegblechhöhe in Riegelmitte von 75 cm ($= 1/16$ der Stützweite) auskommt. Zur Erzielung möglichst steifer Rahmenecken nimmt die Stegblechhöhe nach den Stützen hin etwas zu, wobei die Unterkante des Riegels sich ungefähr nach dem Quergefälle des Straßenfahrdammes richtet. Gleichzeitig wird dadurch dem Schönheitsempfinden Rechnung getragen. Im ganzen sind acht solcher Rahmen errichtet worden. Je zwei davon bilden einen zusammenhängenden Überbau, wobei sich das Fahrbahngerippe in üblicher Weise aus Quer-, Längsträgern und Buckelplatten zusammensetzt. Der Raum zwischen je zwei Überbauten wird durch Tonnenbleche ausgefüllt, die infolge ihrer elastischen Nachgiebigkeit von einer ungleichmäßigen Belastung der einzelnen Überbauten nicht ungünstig beeinflußt werden können.

Die über den Bürgersteigen liegenden Überbauten sind als Schleppträger ausgebildet. Sie sind mit Kragarmen der Hauptrahmen gelenkig verbunden und haben auf den Widerlagern ihr bewegliches Auflager. Sie sind also statisch bestimmt gelagert, während die Hauptrahmen einfach statisch unbestimmt sind. Die beweglichen Lager auf den Widerlagern haben den Vorteil, daß oben keine Bremskräfte angreifen können, diese werden vielmehr durch die tiefliegenden Fußgelenke der Hauptrahmen auf die Zwischenpfeiler übertragen, und zwar auf jeden Pfeiler zur Hälfte.

Das feste Gelenk, das den Schleppträger mit dem Rahmen verbindet, besteht aus einem Stahlgußhängependel, das nur senkrechte Lasten überträgt, und einem in der Buckelblechebene liegenden Federblech, das überall fest vernietet ist und nur wagerechte Lasten überträgt. Diese Lösung hat einmal den Vorteil, daß an den Gelenken keine Unterbrechung der Fahrbahn-



tafel und des Kiesbettes nötig wird, denn solche Unterbrechungen sind bekanntlich schlecht zu unterhalten und werden leicht undicht. Ferner darf die steife Fahrbahntafel auf ihre ganze Länge zwischen den Widerlagern als liegender Blechträger für Windangriff und Schlingerkräfte aufgefaßt werden. Diese Kräfte werden daher allein auf die Widerlager übertragen. Die Rahmenstützen werden durch Wind- und Seitenkräfte nicht beansprucht, je zwei im gleichen Bürgersteig stehende Stützen eines Überbaues brauchen daher nicht miteinander zu biegungssteifen Querrahmen verbunden zu werden, wodurch eine erhebliche Konstruktionsschwierigkeit vermieden wird. Die Auflagerkräfte des Windträgers werden nicht von den Rollenlagern aufgenommen, sondern durch Vermittlung der Endquerträger auf besondere im Widerlager tief verankerte Seitenlager übertragen.

Bei einseitiger Belastung der auf den Konsolen ruhenden Gleise unter gleichzeitiger Annahme, daß das Kiesbett zwischen je zwei Hauptrahmen vorübergehend ausgebaut ist, und bei ungünstig wirkenden Wind-, Schlinger- und Bremskräften können die Portalstützen und Endauflager negative Auflagerkräfte erhalten, die durch Verankerungen aufgenommen werden.

II. Die Eisenkonstruktion.

Baustoff: Flußstahl 37.

Lastenzug: *N* der Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn.

a) Fahrbahn. Stützweite eines Rahmenträgers 12 m gleich acht Feldern zu 1,5 m Feldweite.

Gegenseitiger Abstand zweier Rahmenträger 4,5 m. Zwischen je zwei Rahmen eines Überbaues liegen zwei Längsträger (I 28) im Abstande von 1,5 m. Die zwischen den einzelnen Überbauten liegenden Längsträger werden von 1,5 m langen Konsolen getragen. Diese Konsolen sind mit den innen liegenden Querträgern am Obergurt durch kräftige Zugplatten verbunden, die den Rahmenträger derart durchdringen, daß sie unterhalb der zwei oberen Gurtplatten des Rahmenträgers liegen. Futterbleche füllen den zwischen zwei Zugplatten liegenden Raum unter den Rahmenkopfplatten aus (Abb. 4). Die Zugplatten liegen nicht unmittelbar auf den Querträgerwinkeleisen auf, sondern lassen einen Zwischenraum von der Buckelblechdicke (10 mm) frei, in den sich die Ränder der Buckelbleche hineinschieben. Diese lagern demnach unmittelbar auf den Winkeleisen der Querträger sowie den mit ihrer Oberkante bündig liegenden Längsträgern (Abb. 5). Die Querträger haben keine Kopfplatten erhalten.

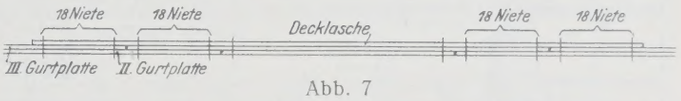


Abb. 7

Die zwischen den zusammenstoßenden Buckelblechen verbleibende Fuge wird, soweit sie nicht schon durch die Konsolzugplatten geschlossen ist, durch besondere Flacheisen gedeckt. Die über den Längsträgern liegenden Fugendeckplatten wirken gleichzeitig als Zuglaschen an den Anschlußstellen, jedoch lediglich zur Entlastung der auf Zug beanspruchten Anschlußniete. Eine Querschnittsverringerung der Längsträger ist nicht bezweckt, weil ein kleineres Profil wegen geringerer Flanschbreite nicht genügend Auflagerfläche für die Buckelblechränder bieten würde. Ein Windverband in der Ebene der Querträgeruntergurte ist nicht vorgesehen, statt dessen sind an den Enden der Längsträger kräftige Eckbleche eingebaut. Die übrigen Einzelheiten gehen aus Abb. 5 u. 6 hervor.

Die Fahrbahn der Schleppträger ist im wesentlichen ähnlich ausgebildet. Über dem Gelenk ist der besseren Federung wegen das Buckelblech durch ein 12 mm dickes Flachblech ersetzt.

b) Hauptträger (Abb. 4). Der Riegel des rahmenartigen Hauptträgers ist ein Blechträger bestehend aus 26 mm dickem Stegblech, Winkeleisen 160 · 160 · 19 und drei Paar Gurtplatten 20 mm dick. Die erste Gurtplatte des Obergurts ist aufgelöst in zwei Platten von je 10 mm Dicke, deren untere breiter ist als die übrigen Gurtplatten. Der überstehende Teil dient zur Auflagerung der Buckelbleche. Die Rahmenecke ist durch zwei 22 mm dicke Beibleche sowie durch eine vierte Gurtplatte verstärkt, die in der inneren Ausrundung des Obergurts eingelegt ist. Beim Querträger 1 sind außer den schon genannten Beiblechen noch zwei weitere Beilagen 16 mm dick vorhanden. In Riegelmitte finden wir Beilagen von 19 mm Dicke, die von Gurtwinkel zu Gurtwinkel reichen.

Zwischen den Querträgern 1 und 2 liegt ein Montagestoß. Die Decklaschen des Stegblechstoßes nehmen die ganze Stegblechhöhe ein und sitzen unmittelbar neben den oben erwähnten Beiblechen. Die Gurtwinkel endigen an den Stegblechdecklaschen, der dadurch entstehende Doppelstoß wird durch einen Deckwinkel gedeckt. Die erste Gurtplatte wird an der gleichen Stelle gestoßen wie das Stegblech. Die übrige Anordnung der Gurtplattenstöße und ihre Deckung geschieht in bekannter Weise gemäß Abb. 7.

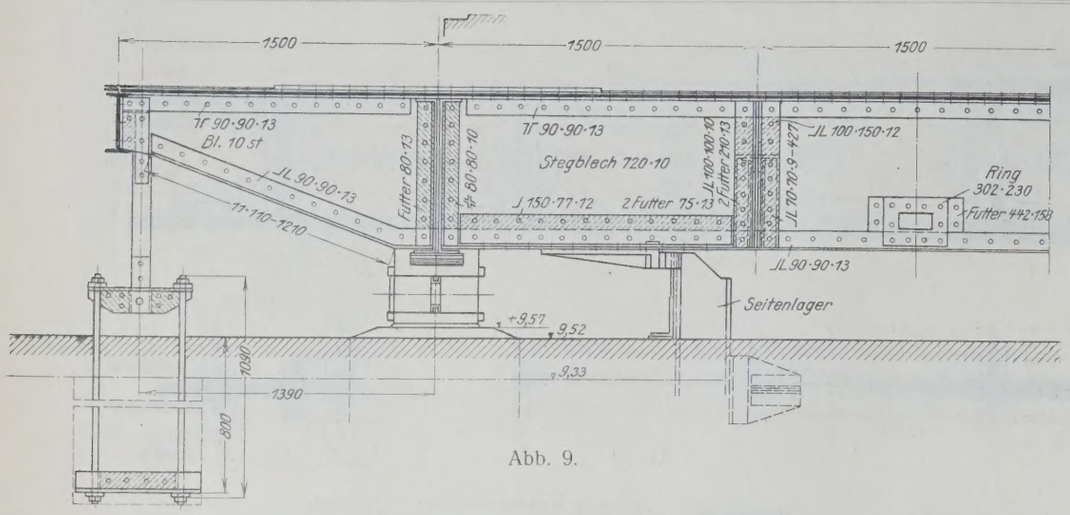


Abb. 9.

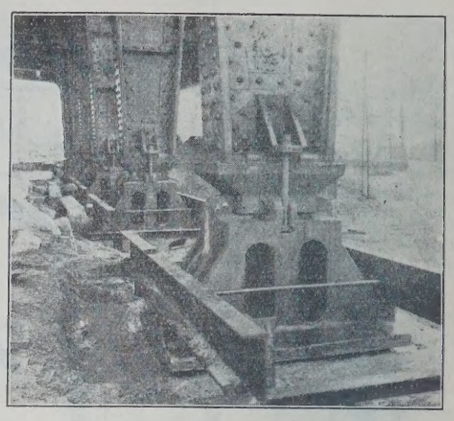


Abb. 10.

Ein Werkstattstoß des Stegbleches sitzt dort, wo die Stütze an die Ausrundung der Rahmenecke grenzt. Zur Deckung sind die oben erwähnten Verstärkungsbleche genügend weit heruntergezogen. Außer den Winkeleisen reichen die beiden ersten Gurtplatten herunter bis zum Stützenfuß. Die dritte Gurtplatte fängt etwa 1,5 m oberhalb an. Der Stützenfuß ist durch zwei Paar Platten sowie durch Winkeleisen 180·100·18 verstärkt, wodurch eine ausreichende Fläche zur Druckübertragung erzielt wird. Die gesamte Unterfläche der Stütze ist gehobelt, ferner ist zur besseren Druckübertragung eine 4 mm dicke Bleizwischenlage angeordnet.

Zur Herstellung der Kragarme des Hauptrahmens sind an der Rahmenecke die äußeren Gurtplatten geschlitzt, so daß das Stegblech der Rahmenecke mit den beiden Verstärkungsblechen (zusammen 70 mm dick) durch den Schlitz hindurchtritt. An der Durchdringungsstelle sind zur Deckung der Fugen und Aussteifung der Stegbleche Winkeleisen 100·150·14 aufgelegt. Auf der Unterseite ist der Kragarm rund ausgeschnitten und mit Winkeleisen und zwei Lamellen besäumt, deren untere bis zur Stütze herabreicht. Der Kragarm trägt den Endquerträger *K* aber schon fertiggestellt, als die Eisenkonstruktion im einzelnen durchkonstruiert wurde. Hierbei ergab sich aus Schönheitsgründen die Notwendigkeit, den Untergurt der Schleppträger nach den Widerlagern hin ansteigen zu lassen, so daß hier ein größerer Höhenunterschied entstand, der mit Gleitlagern nicht ausgefüllt werden konnte.

e) Gewicht. Die gesamte Eisenkonstruktion einschl. der Fußwegkonsole und Tonnenbleche (ohne Lager) wiegt 488 t. Das Gewicht eines Rahmens beträgt 26 t.

f) Abdichtung. Auf eine einwandfreie Fahrbahndichtung ist bsonderer Wert gelegt worden. Die verzinkten Buckelplatten erhalten oben einen zweimaligen Lithosotanstrich (Bitumenpräparat). Zur Schaffung einer glatten Oberfläche ist zunächst eine Schicht Bitumenmörtel von solcher Stärke aufgebracht, daß die Nietköpfe vollständig verschwinden. Hierauf kommen zwei Lagen „Tektolith", darüber ein Anstrich von heißem Bitumen. Darüber liegt eine etwa 3 cm starke Schutzschicht aus Beton mit Einlage aus verzinktem Drahtgeflecht. Die Oberfläche ist in einer Stärke von 1 cm durch Zusatz von „Duromit" (Korundpräparat) gehärtet, um sie gegen

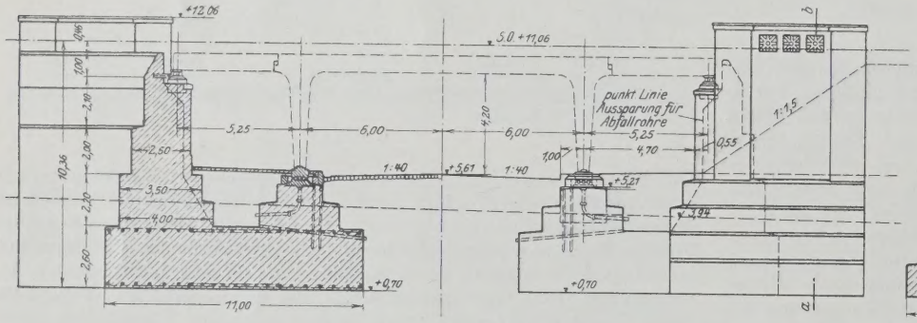


Abb. 11.

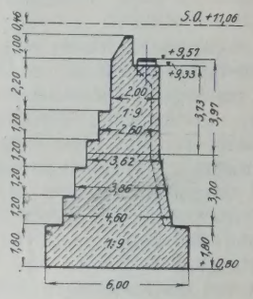


Abb. 12a.

und enthält im äußersten Teil das Bolzenloch für das Hängependel. Die Reibungsflächen sind zur Verhütung des Festrostens mit Messingblech belegt.

Die Fahrbahntafel hat an der Stelle, an der sie von den äußeren Gurtplatten des Rahmens geschnitten wird, eine Öffnung, die durch einen aufzuschraubenden genau eingepaßten kastenförmigen Deckel geschlossen wird (Abb. 8).

c) Schleppträger. Die Hauptträger sind Blechträger mit zwei Gurtplattenpaaren, die oberen Gurtplatten reichen über die ganze Trägerlänge. Die Einzelheiten bieten nichts Besonderes (Abb. 1). Die über dem Widerlager liegenden Endquerträger tragen an ihren Konsolenden Flacheisenanker zur Aufnahme negativer Kräfte, die bei einseitiger Belastung des gegenüberliegenden Konsols auftreten können (Abb. 9). An den Randüberbauten, wo die Fußwegkonsolen liegen, lassen sich diese Anker nicht anbringen. Zur Verhinderung des Aufkippens sind hier die Fußwegkonsolen mit künstlichem Ballast (Beton mit eingelegten Eisenbarren) versehen.

d) Lager. Die Hauptlager der Rahmenträger sind recht kräftig ausgebildet, sie enthalten einen Lagerzapfen mit kugeliger Druckfläche von 400 mm Halbmesser. Das Unterteil ist zur Aufnahme negativer Kräfte durch Vermittlung von kranzartig herumgelegten Trägern mit dem Fundament verankert. Es enthält oben zwei Aussparungen, in die die Köpfe der den oberen Lagerteil fassenden Bolzen passen (Abb. 10). Gegen unbefugten Eingriff sind die Bolzen durch abnehmbare Blechhauben geschützt.

Die beweglichen Lager auf den Widerlagern sind als Rollenlager ausgebildet. Zwar hätten auch Gleitlager genügt. Das Mauerwerk war

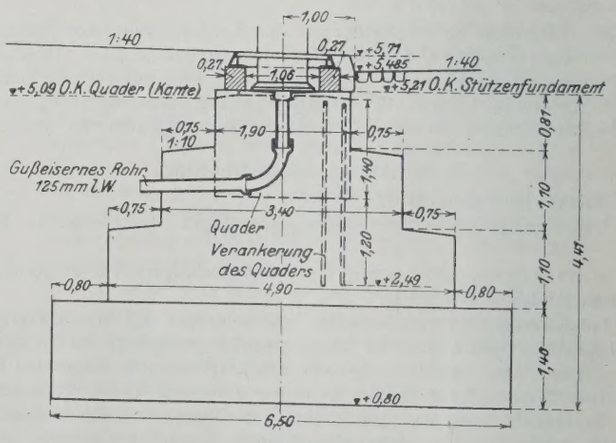


Abb. 12b.

Beschädigungen durch die Stopfhacke widerstandsfähig zu machen. Die gesamte Dichtungsschicht hat über den Nietköpfen eine Dicke von nur 4 cm. Die aus Beton hergestellten Fußwege sind gleichfalls mit „Tektolith" und darauf mit einer Lage Duromitbeton abgedeckt.

Die Fahrbahn wird in üblicher Weise durch Quer- und Längsrinnen entwässert, die Abfallrohre sitzen in Aussparungen der Widerlager, und zwar dort, wo die Dehnungsfugen angeordnet sind.

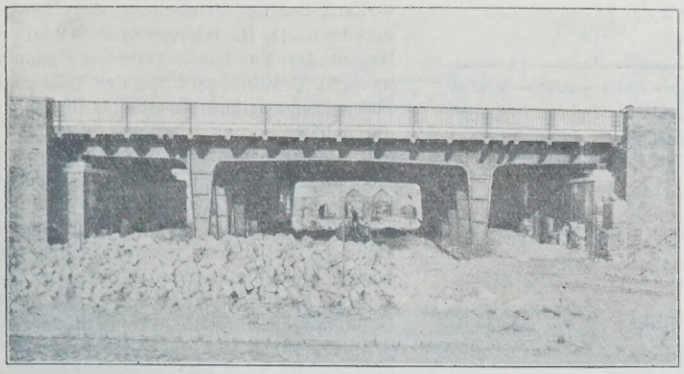


Abb. 13.

III. Mauerwerk.

Der feste Baugrund (grober Kies) wurde in einer Tiefe von etwa 4 m unter der neuen Straßenkrone angetroffen. Das aufgehende Widerlager wird günstig beansprucht, da dort keine Bremskräfte und nur geringe senkrechte Auflagerkräfte aufzunehmen sind. Das Fundament des Widerlagers hängt mit dem Zwischenpfeiler zusammen, was zu einer günstigen Querschnittsform führt (Abb. 11). Die größte Pressung auf den Baugrund beträgt 2,5 kg/cm².

Eine Ausnahme bildet das Fundament der einen Hälfte des nordwestlichen Widerlagers. Dieses konnte im ersten Bauabschnitt nicht hergestellt werden, weil die alte Straße hier nicht gesperrt werden durfte. Das Fundament der Zwischenstütze mußte vorher fertig sein, um die Aufstellung der Rahmen zu ermöglichen (Abb. 12). Nach Umlegung des Verkehrs auf die neu hergestellte Straße unter der Brücke wird das fehlende Widerlager hochgeführt, und hierauf werden die restlichen Schleppträgerüberbauten, die bereits fertig vernietet auf den fertigen Rahmenüberbauten lagern, in die endgültige Lage geschoben.

Die Sichtflächen des aus Kiesbeton hergestellten Mauerwerks sind mit dunkelvioletten Klinkern aus Muldenstein verblendet worden. Die Fugen sind mit Mörtel aus Hochofenzement unter Zusatz eines schwarzen pulverförmigen Farbstoffs verstrichen. Hierdurch ist eine recht günstige Flächenwirkung erzielt worden. Die Abdeckplatten sowie einige einfache Zierstücke in den Flügelmauern sind aus grauem Kunststein gefertigt.

Der Gesamteindruck des fertigen Bauwerks ist schönheitlich außerordentlich befriedigend (Abb. 13).

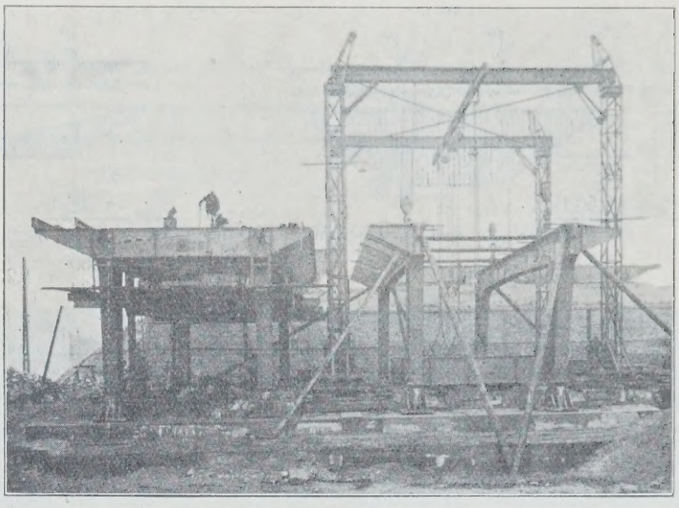


Abb. 14.

IV. Aufstellung des Überbaues.

Hierzu wurden vier fahrbare Gittermaste verwendet, die durch Träger oben miteinander verbunden waren und durch Drahtseile verankert wurden. Die 26 t schweren Rahmen wurden auf dem Erdboden liegend zusammengenietet und mit Winden und Flaschenzügen hochgewunden. Zwischen je zwei Rahmen wurde unten das Gerippe der Fahrbahn zusammengesetzt, vorläufig verschraubt und durch Spannketten in der Diagonalrichtung zusammengehalten, hierauf hochgezogen und zwischen die Rahmen eingefügt (Abb. 14). Die Schleppträger wurden auf dem anschließenden Bahndamm fertiggestellt und dann in die richtige Lage geschoben. Die Aufstellung fand im Winter 1926/27 statt.

V. Beteiligte Baufirmen.

Die Maurerarbeiten führte zum überwiegenden Teil die Firma Ph. Holzmann A.-G., zum kleineren Teil die Firma Meißner in Königsberg aus.

Die Aufstellung der ausführlichen Berechnung und Anfertigung der Konstruktionszeichnungen, Herstellung der Hälfte der Eisenkonstruktion sowie die gesamte Aufstellung lag in den Händen der Uniongießerei A.-G., Königsberg, die andere Hälfte der Konstruktion ist von der Donnersmarckhütte i. O.-S. geliefert worden.

Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Maier-Leibnitz**, Stuttgart.

Die Querschnittsmaße eines einfachen und eines durchlaufenden Balkens von auf seine ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt werden heute noch allgemein so bestimmt, daß eine für beide Fälle gleich groß angenommene zulässige Beanspruchung weder an der Stelle des größten Feldmoments noch an der des größten Stützenmoments überschritten wird. Beim durchlaufenden Träger werden die Biegungsmomente unter Anwendung der Elastizitätslehre, bei der Proportionalität zwischen den Beanspruchungen und Dehnungen vorausgesetzt wird, gefunden. Es gelten also immer noch die Grundsätze, die von Otto Mohr (1860 und 1862) in seiner klassischen Abhandlung über den kontinuierlichen Balken[1]) ausgesprochen worden sind. Er weist dort nach, daß die für die Bemessung des durchlaufenden Balkens maßgebenden Biegungsmomente in höchst empfindlicher Weise von der Stützenlage abhängig sind, insbesondere von der Höhenlage der Stützen. Er macht auf die Möglichkeit des Momentenausgleichs durch Änderung der Stützenlage aufmerksam und warnt eindringlich vor den schädlichen Folgen zufälliger Änderungen der Stützenhöhen. Er sagt, daß seine Untersuchung zeige, daß der Vorteil des durchlaufenden Balkens von Bedingungen abhängt, die praktisch unerfüllbar sind. Die von Otto Mohr in seiner zuerst „Beiträge zur Theorie der Holz- und Eisenkonstruktionen" genannten Abhandlung ausgesprochenen Bedenken haben zwar die Verwendung des durchlaufenden Balkens im Eisenbetonbau, obgleich Mörsch in seinem Werke „Der Eisenbetonbau" (5. Auflage, 1. Band, 2. Hälfte, S. 316) auf Grund von Versuchen die Momentenverteilung nach der Elastizitätslehre als die zutreffende bezeichnet hat, nicht aufgehalten, wohl aber im Eisenbau und im Holzbau. Viele Konstrukteure, die im Eisenbau tätig sind, scheuen sich eingedenk der von Mohr und in anderen Lehrbüchern der Baustatik ausgesprochenen Bedenken vor der Anwendung des durchlaufenden Balkens und ziehen ihm den einfachen Balken und den Gelenkträger vor, obgleich bei diesen Trägerarten die erfahrenen Konstrukteuren schon lang bekannte Selbsthilfe des bildsamen Baustahls beschränkt ist. Charakteristisch ist ein Fall, den mir der Vorstand der Hochbauabteilung einer der größten deutschen Eisenbauanstalten erzählt hat. Das Mißtrauen einer Baupolizeibehörde gegen den durchlaufenden Balken war so stark, daß sie die Aufteilung eines im Entwurf vorgeschlagenen durchlaufenden Trägers bei der Ausführung in Einzelbalken gleichen Profils verlangte und durchsetzte.

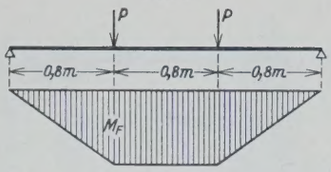
Um die Fragen zu klären, ob überhaupt der rechnerisch ermittelte Größtwert des Stützenmoments für die Tragfähigkeit durchlaufender Balken maßgebend ist und welchen Einfluß auf die Tragfähigkeit Stützensenkungen haben, ferner um zu zeigen, wie man wenigstens in einem Sonderfall die bisher nur gefühlsmäßig konstruktiv verwendete Selbsthilfe des Baustoffs ihrem Wesen nach erkennen und wie man sie bei der Auswahl und bei der Querschnittsbemessung der Träger bewußt verwerten kann, ließ der Verfasser mit finanzieller Unterstützung der Württembergischen Gesellschaft zur Förderung der Wissenschaften durch die Materialprüfungsanstalt der Stuttgarter Hochschule (Leiter der Abteilung für das Bauwesen: Professor O. Graf, mit den Untersuchungen betraut: Ingenieur Brenner) die im folgenden, soweit für die Klärung der erwähnten Fragen nötig, beschriebenen Versuche durchführen. In dankenswerter Weise wurden die für die Versuche benötigten Träger und Holzbalken von der Maschinenfabrik Eßlingen kostenlos zur Verfügung gestellt.

A. Versuche mit Baustahl.

Vorversuche, über die unten berichtet wird, ließen es als zweckmäßig erscheinen, bei den Versuchen je zwei durch Bindebleche miteinander verbundene I-Träger zu verwenden. Gewählt wurden II-Träger NP 16 mit einem rechnungsmäßigen $F = 2 \cdot 22{,}8$ cm² und einem rechnungsmäßigen $W = 2 \cdot 117$ cm³. Das Versuchsprogramm unter Verwendung dieser Werte und die Werte P_v, bei denen die einzelnen Träger tatsächlich versagt haben, d. h. für die praktische Verwendung unbrauchbar wurden, zeigt

[1]) O. Mohr, Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik, 2. Auflage, Abhandlung IX. Berlin 1904. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Fall I.



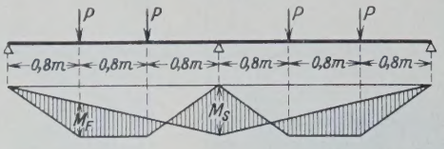
$P_{zul} = 3{,}50$ t,

denn $M_{max} = M_F = 0{,}8 \cdot 3{,}50 = 2{,}80$ tm

$\sigma = \frac{280}{234} = 1{,}20$ t/cm²

$P_v = 9{,}50$ t; $\frac{P_v}{P_{zul}} = \frac{9{,}50}{3{,}50} = 2{,}72$

Fall II.



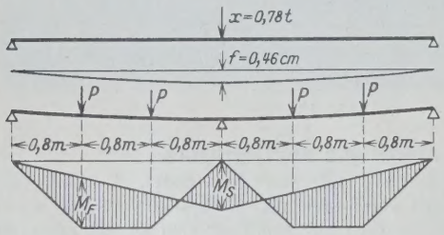
$P_{zul} = 3{,}50$ t

denn $M_{max} = M_S = -0{,}8 \cdot 3{,}50 = -2{,}80$ tm

$\sigma = \frac{280}{234} = 1{,}20$ t/cm²

$P_v = 13{,}10$ t; $\frac{P_v}{P_{zul}} = \frac{13{,}10}{3{,}50} = 3{,}74$

Fall III.



$P_{zul} = 4{,}67$ t,

denn $M_S = -\frac{4{,}67}{3{,}50} \cdot 2{,}80 + \frac{0{,}78 \cdot 4{,}8}{4} = -2{,}80$ tm

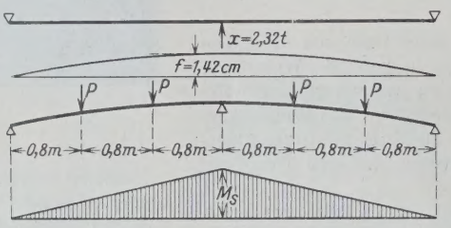
$M_F = 0{,}8 \cdot 4{,}67 - {}^1/_3 \cdot 2.80 = +2{,}80$ tm

$\sigma = \frac{280}{234} = 1{,}20$ t/cm²

$P_v = 13{,}0$ t; $\frac{P_v}{P_{zul}} = \frac{13{,}0}{4{,}67} = 2{,}78$

Die Mittelstütze wird berührt bei $P = 0{,}3625$ t

Fall IV.



Bei $f = 1{,}42$ cm ist $x = 2{,}32$ t und dann ist

$P_{zul} = 0$, denn $M_S = \frac{2{,}32 \cdot 4{,}80}{4} = 2{,}80$ tm

$\sigma = \frac{280}{234} = 1{,}20$ t/cm²

$P_v = 13{,}45$ t; $\frac{P_v}{P_{zul}} = \frac{13{,}45}{0}$

Die Außenstützen werden berührt bei $P = 1{,}975$ t

Zusammenstellung Nr. I. Vier Biegeversuche mit Doppelträgern II NP 16.

die Zusammenstellung Nr. 1. Wie aus dieser hervorgeht, wurde die Stützweite der Balkenöffnungen durchweg zu $l = 2{,}40$ m gewählt. Die Werte der zulässigen in den Drittelpunkten der Spannweiten wirkenden Lasten, die Werte P_{zul}, wurden unter der Annahme bestimmt, daß entsprechend der heute geltenden Berechnungsvorschrift die zulässige Beanspruchung von 1,2 t/cm² nirgends überschritten wird. Damit ergibt sich im zweiten Belastungsfall, dem des durchlaufenden Trägers auf drei gleich hohen Stützen, derselbe Wert für P_{zul} wie im ersten Falle des einfachen Balkens, weil das Stützenmoment M_S des durchlaufenden Balkens (Fall II) gleich dem Feldmoment M_F des einfachen Balkens (Fall I) ist. Es fällt als wesentlich auf, daß im zweiten Falle P_v um 38 % größer ist als im ersten Falle. Durch eine Senkung der Mittelstütze kann man eine Ermäßigung des Stützenmoments erreichen, z. B. wie es bei dem Falle III zugrunde gelegt ist, so weit, daß es gleich dem größten Feldmoment wird.[2]) Mit den eingeführten Bezeichnungen läßt sich das Stützenmoment von $P \cdot l/3$ um $P \cdot l/12$ auf $P \cdot l/4$ ermäßigen, das Feldmoment ergibt sich dann, wie unmittelbar aus der Abbildung der Zusammenstellung Nr. 1 hervorgeht, zu $P \cdot l/3 - 1/3 \cdot P \cdot l/4 = P \cdot l/4$. Setzt man dieses Moment dem Moment gleich, das rechnungsmäßig zulässig ist, d. h. dem Moment von 2,80 tm, so erhält man im Falle III ein $P_{zul} = 4{,}67$ t, wie auch die Zusammenstellung Nr. 1 zeigt. Die Momentenermäßigung an der Mittelstütze um $P \cdot l/12 = 4{,}67 \cdot 2{,}40/12 = 0{,}934$ tm kann durch eine Senkung f der Mittelstütze hervorgerufen werden, die ihrerseits wieder durch eine Belastung des Gesamtbalkens von 4,80 m Stützweite in der Mitte durch eine Last $X = 0{,}78$ t verursacht sein kann; denn dieser Last entspricht über der Mittelstütze ebenfalls ein Moment von $0{,}78 \cdot 4{,}80/4 = 0{,}934$ tm. f ist, um unabhängig von den wechselnden Querschnittslasten und dem von E zu sein, durch einen Versuch bestimmt worden zu 0,46 cm. Bemerkenswert ist, daß P_v etwas kleiner ist als im Falle II und daß P_v/P_{zul} etwas größer ist als im Falle I.

Für das Verständnis der unten beantworteten Frage, worin im Falle II und im Falle IV die Selbsthilfe des Baustoffs zum Ausdruck kommt, ist die Feststellung wichtig, daß man die Senkungsmöglichkeit der Mittelstütze auch dadurch hätte erreichen können, daß man bei gleich hohen Stützen einen im unbelasteten Zustande nach oben gekrümmten Balken mit einer Überhöhung über der Mittelstütze von einem gleichen Betrag f, wie in der Zusammenstellung Nr. 1 unter III angegeben ist, verwendet hätte. Diese Überhöhung hätte man z. B. durch Kaltbiegen des Trägers mit Hilfe einer Biegemaschine erreichen können, also durch einen Arbeitsvorgang, der vielfach bei der Bearbeitung des Baustahls vorkommt (z. B. Richten von Stäben und Biegen der Rundeisen von Eisenbetonbauwerken). Erwähnt sei noch, daß man zu der Momentenverteilung des Falles III auch dadurch hätte kommen können, daß man in den Gesamtbalken unter einem der Momentennullpunkte ein Gelenk eingeschaltet hätte. Diese Gelenklage gibt bei der gegebenen Belastung die für die Bemessung eines Gerberbalkens mit auf seine ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt günstigste Momentenverteilung. Ein solcher Gelenkträger ist aber, wenn mit der Möglichkeit der Ungleichheit der Lasten P zu rechnen ist, weniger vorteilhaft als ein Träger nach der Anordnung III und damit, wie im folgenden nachgewiesen wird, auch nach der Anordnung II. Diese Bemerkung ist für die Entscheidung der Frage von Bedeutung, ob bei Pfetten die Anordnung von Gelenken überhaupt vorteilhaft ist. Dabei ist zu berücksichtigen, daß durch die Einschaltung jedes Gelenks die Möglichkeit der Selbsthilfe künstlich unterbunden wird.

Im Falle IV sind Außenstützen um ein solches durch einen Versuch zu 1,42 cm ermitteltes Maß f gesenkt, daß über der Mittelstütze das der zulässigen Beanspruchung $\sigma_{zul} = 1{,}2$ t/cm² entsprechende Biegungsmoment von 2,80 tm erscheint, wenn man die Außenstützen in ihrer Lage festhält, ohne daß Lasten P auf den Träger wirken. In diesem Falle IV ist also $P_{zul} = 0$. Das durch Versuch ermittelte P_v ist größer als bei allen vorausgehenden Belastungsfällen. Schon aus dem Vorhergehenden geht hervor, daß die oben angegebene Fragestellung, die den Anlaß zur Durchführung der Versuche gab, berechtigt war, wenn man noch die Tatsache berücksichtigt, daß das Versagen aller Träger nach Erreichen unzulässiger bleibender Formänderungen durch Ausweichen in der Nähe der Lastangriffspunkte stattgefunden hat.

Soweit die Antworten auf die beiden Fragen sich nicht schon aus dem Vorstehenden ergeben, finden sie sich in der folgenden Darstellung der einzelnen Versuche und ihrer Deutung.

Sämtliche Versuche wurden mit Hilfe der Prüfmaschine ausgeführt, die in Abb. 14 bis 16 der Schrift: C. Bach, Ingenieurlaboratorium und Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart, Stuttgart 1915, abgebildet ist. In dieser Maschine werden auf die zu prüfenden Träger Lasten so ausgeübt, wie wenn sie die Stützendrücke von Pendelstützen mit kugelgelenkigen Auflagern wären. Diese Art der Lastübertragung hindert die Träger nicht am seitlichen Ausweichen. Die Abmessungen der I-Träger wurden geprüft, und zwar dadurch, daß erstens die Trägerhöhen und die Breiten der Flansche eines jeden Stabes in mehreren Querschnitten gemessen wurden und daß zweitens von jedem Stab ein Querschnitt durch Abdruck auf Zeichenpapier übertragen wurde. Die Trägerabmessungen zeigen ziemlich große Abweichungen gegenüber den Normalwerten. Mit Hilfe dieses Abdrucks wurden die Fläche F und das Trägheitsmoment jedes Stabes bestimmt. Die ermittelten Werte sind im folgenden bei der Besprechung der einzelnen Versuche aufgeführt, ebenso wie die Mittelwerte der für die einzelnen Stäbe ermittelten Beanspruchungen σ_s an der oberen Streckgrenze. Zu deren Bestimmung wurden den Stäben nach dem Versuch an niederbeanspruchten Stellen, und zwar aus den Flanschen, Probestäbe entnommen (durchschnittlich vier für jeden Stab). Die oberen Streckgrenzen schwanken zwischen 2,43 t/cm² und 3,15 t/cm². Es ist natürlich nicht anzunehmen, daß bei den einzelnen Stäben die ermittelten Streckgrenzen auf die ganze Länge gelten. Die Zugfestigkeit der Proben schwankt zwischen 3,72 und 4,33 t/cm², die Bruchdehnung bei einem $l = 130$ mm zwischen 29 und 27 %. Um bei den Versuchen das erste Eintreten der Fließfiguren und deren weiteren Verlauf verfolgen zu können, wurden die Träger mit einem Anstrich von Schlämmkreide versehen (siehe die photographischen Abbildungen).

Versuch I. Der Versuchsträger, zu dem die Stäbe B und C verwendet wurden, ist abgebildet in Abb. 1, 1a, 1b und 1c, der Träger nach dem Versuch durch die Abb. 2. Für die Stäbe B und C gilt:

Stab	F in cm²	J in cm⁴	W in cm³	σ_s in t/cm²
B	21,6	902	112	3,05 } 2,94
C	21,7	891	110	2,83 }

[2]) Vergl. Hütte, Des Ingenieurs Taschenbuch, 25. Aufl., Bd. I, S. 631.

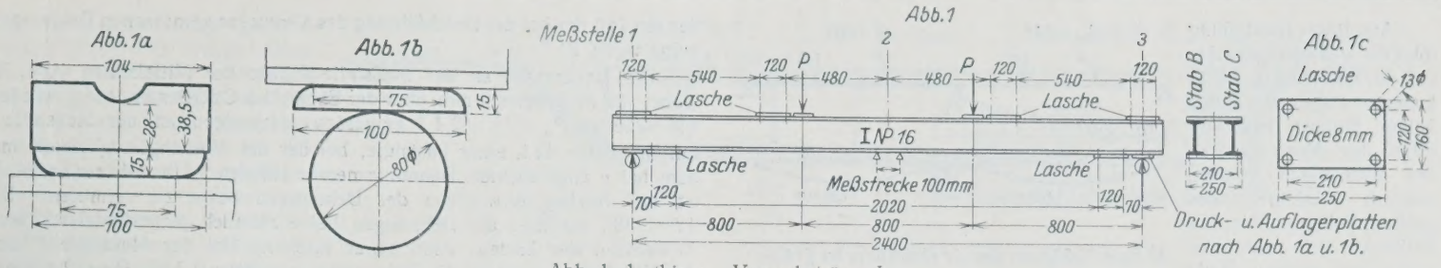


Abb. 1, 1a bis c. Versuchsträger I.

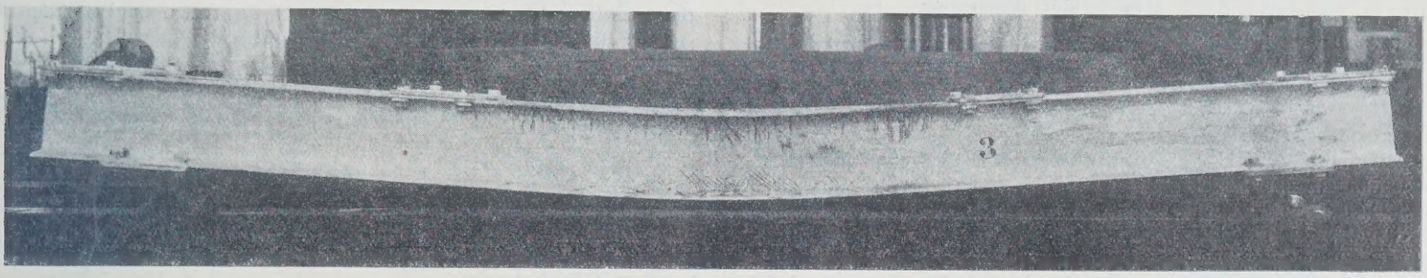


Abb. 2. Der Träger I nach dem Versuch.

Die ersten Fließfiguren entstanden bei $P = 7{,}5$ t, also bei einer rechnungsmäßigen Beanspruchung von 2,70 t/cm²; das langsame seitliche Ausweichen begann bei $P_v = 9{,}5$ t, also bei einer rechnungsmäßigen Beanspruchung von 3,42 t/cm², die 16 % höher liegt als die, wie oben angegeben, gemessene mittlere Streckgrenze. Dieses Ergebnis stimmt mit ähnlichen von Herbert F. Moore[3]) unternommenen Versuchen überein, wo der Prozentsatz zwischen 2 und 18 lag. Diese Versuche haben überzeugend bewiesen, daß für I-Träger die Streckgrenze als die höchsterreichbare Biegungsbeanspruchung angesehen werden soll, und daß als solche nicht etwa die größte Zugbeanspruchung (die Bruchfestigkeit) anzusprechen ist — eine Auffassung, der man gelegentlich im Schrifttum begegnet, wenn von der Sicherheit, mit unseren Bezeichnungen also von $n = \frac{P_v}{P_{zul}}$, die Rede ist.

Die Dehnungen wurden bis $P = 7{,}5$ t an der aus der Abb. 1 ersichtlichen Stelle gemessen, sie sind in diesem Bereich den Lasten proportional. Die Durchbiegungen in der Mitte sind in der Abb. 7 aufgetragen. Sie wurden bis zu der Laststufe von 9 t gemessen. Die zulässige Belastung ergibt sich mit den richtigen Querschnittswerten zu $3{,}50 \cdot \frac{222}{234} \approx 3{,}32$ t. Der Wert n wird also $= 9{,}50 : 3{,}32 = 2{,}86$.

Versuch II. Der Versuchsträger, zu dem die Stäbe F und G verwendet wurden, ist in Abb. 3 dargestellt, der Träger nach dem Versuch durch Abb. 4a, b und c.

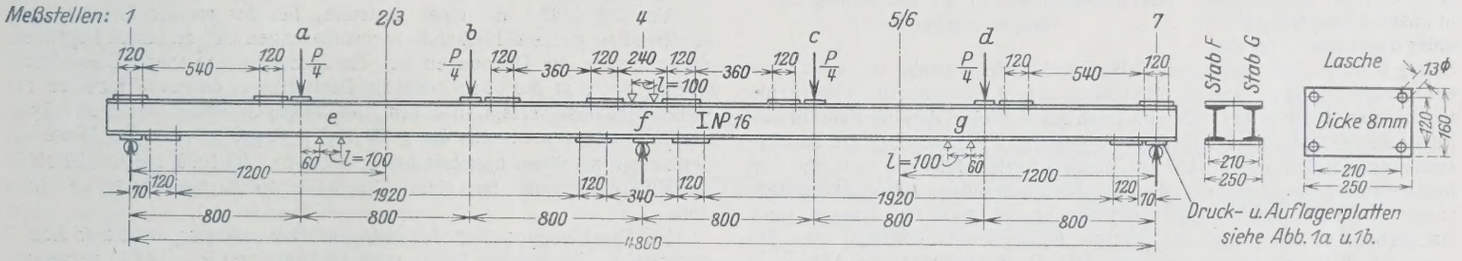


Abb. 3. Versuchsträger II.

Für die Stäbe F und G gilt:

Stab	F in cm²	J in cm⁴	W in cm³	σ_s in t/cm²
F	21,5	871	107	2,55
G	21,5	856	104	2,47

Die wichtigsten Beobachtungen, die bei der Durchführung des Versuches gemacht wurden, sind aus der folgenden Zusammenstellung Nr. 2 zu ersehen.

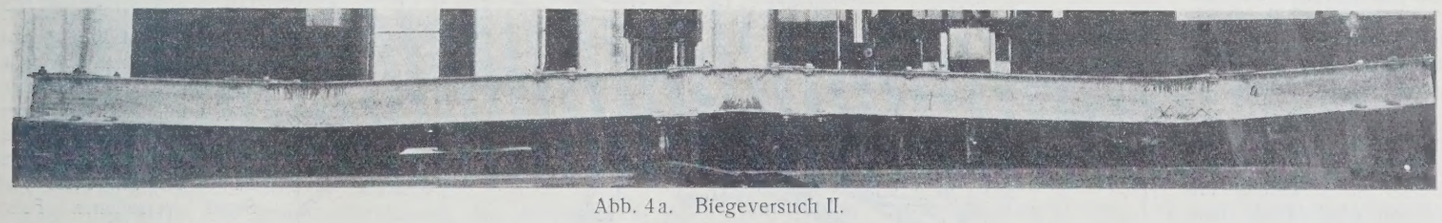


Abb. 4a. Biegeversuch II.

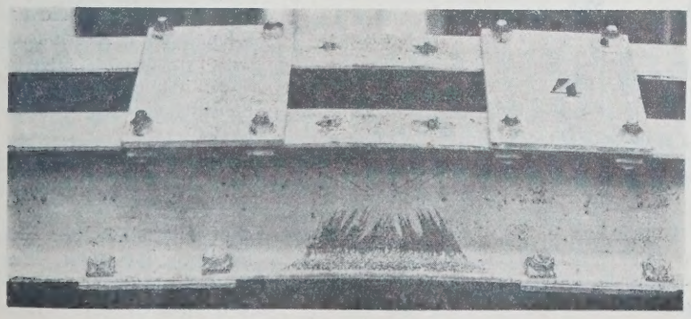


Abb. 4b. Biegeversuch II, Mittelstütze.

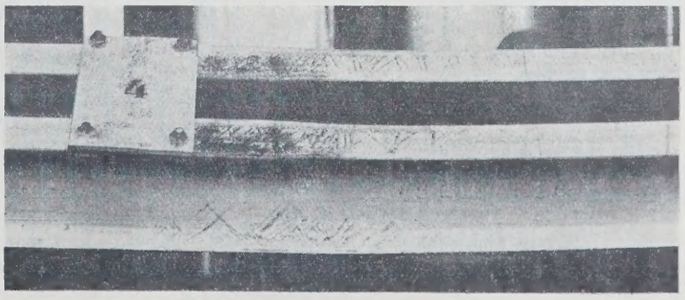
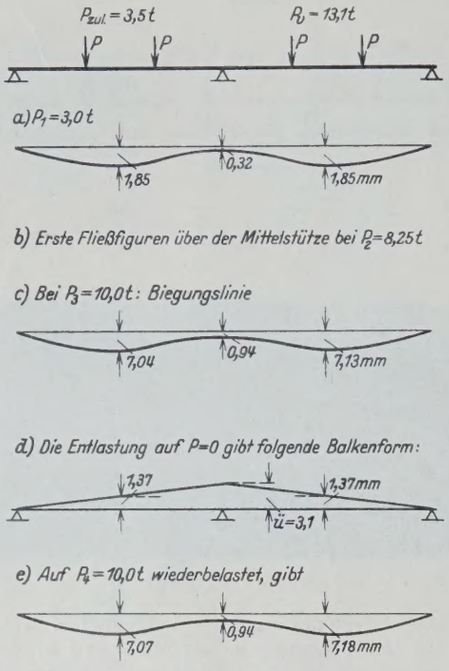


Abb. 4c. Biegeversuch II, Äußere Laststelle.

[3]) H. F. Moore. The Strength of I-Beams in Flexure, University of Illinois, Bulletin No. 68 vom 1. Sept. 1913. Dort auch Literaturangaben über Versuche mit einfachen Balken.

Aus dieser Darstellung folgt die wichtige Tatsache, daß der untersuchte durchlaufende Träger auf gleich hohen Stützen nicht infolge des Momentes an der Mittelstütze versagt, sondern infolge des größten Feldmoments. Es vollzieht sich von der einen zur andern Stelle ein Spannungsausgleich, der in folgendem seine Ursache hat. Solange für den ganzen Träger das Hookesche Gesetz gilt, ist M_s größer als M_F. Es treten deshalb zuerst über der Mittelstütze Überschreitungen der Streckgrenze ein und damit dort entsprechende bleibende Formänderungen, dauernde Verbiegungen der Querschnitte in der Nähe der Mittelstütze, die sich, wie in der Zusammenstellung Nr. 2 unter d dargestellt ist, auswirken. Es tritt an der Mittelstütze eine einem Kaltbiegen entsprechende bleibende Überhöhung des Trägers ein; es ergibt sich dort also, weil ein solcher wie in Zusammenstellung Nr. 2 unter d gezeigter, um den Betrag $\ddot{u}$ nach oben verformter Balken sich statisch genau so verhält wie ein gerader Balken, dessen Mittelstütze um $\ddot{u}$ gesenkt ist, eine Senkbarkeit der Mittelstütze, die in natürlicher Weise die im Falle III der Zusammenstellung Nr. 1 künstlich eingeleitete Verminderung des Stützenmoments zur Folge hat, so daß nennenswerte bleibende und zur Unbrauchbarkeit des Trägers führende Formänderungen über der Mittelstütze erst eintreten können, wenn die Tragfähigkeit des Trägers durch Nachgeben an der Stelle des größten Feldmoments erschöpft ist. Ein genaueres Bild der Zusammenhänge gibt die Betrachtung der Abb. 5, in der ein Teil der bei der Durchführung des Versuches gemessenen Dehnungen aufgetragen ist.



Zusammenstellung Nr. 2. Darstellung des Hauptversuches II.

Die Dehnungen an der Meßstelle f über der Mittelstütze (Abb. 3), wobei die Meßebene 2 mm über der Ebene des Oberflansches lag, wurden bis nahe an $P_v = {}^1/_4 \cdot 52{,}4$ t gemessen, diejenigen an der Meßstelle e nur bis $4P = 42$ t, einer Laststufe, bei der die Messungsmöglichkeit mit dem bei e angebrachten Dehnungsmesser aufhörte. Über dieser Laststufe ist ein rasches Anwachsen der Dehnungen bei e zu vermuten. Bis $4P = 38$ t wachsen die Dehnungen bei e ziemlich proportional mit dem Anwachsen der Lasten, dann etwas rascher. Bei der Meßstelle f über der Mittelstütze wachsen die Dehnungen proportional bis $4P = 32$ t, einer Laststufe, in deren Nähe dort die ersten Fließfiguren beobachtet wurden, dann rascher, aber immer noch proportional den neuen vier Laststufen bis zu der auch für die Meßstelle e charakteristischen Laststufe $4P = 38$ t.

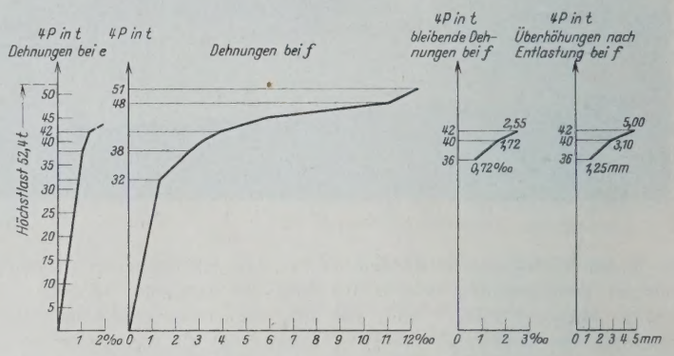


Abb. 5. Biegeversuch II, Träger G.

Zu beachten ist, daß bei $4P = 38$ t kein ungehemmtes Strecken der oberen Fasern bei f eintrat, weil dies aus rein geometrischen Gründen unmöglich ist.

Von $4P = 42$ t an, einer Laststufe, bei der an den äußeren Lastangriffstellen stärkere bleibende Formänderungen sich zu bilden begannen, wachsen auch die Dehnungen bei der Meßstelle f rascher. Diese Beobachtung bestätigt die oben erwähnte Feststellung, daß der Träger an der Mittelstütze erst versagt, nachdem das Versagen unter dem ersten Lastangriffspunkt an der Stelle des größten M_F eingeleitet ist. Die Werte der Dehnungen bei dieser Laststufe betragen bei e: 1,29/1000, bei f: 3,92/1000; das sind naturgemäß nur kleine Bruchteile der Bruchdehnung des Baustoffs.

Die Durchbiegungen in der Mitte der Balkenöffnungen sind in Abb. 7 aufgetragen. Sie wurden bis zu einer Laststufe von $P = 12{,}75$ t gemessen.

(Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau des Oberpregels zwischen Insterburg und Wehlau.[1]

Von Regierungsbaurat **Schmidt**, Insterburg.

Der im Jahre 1921 begonnene Abschnitt der Ausbauarbeiten am Oberpregel war im Laufe des Sommers 1926 beendet, so daß die Teilstrecke von Insterburg bis Schwägerau (rd. 13 km) mit dem städtischen Hafen am oberen Ende des Seitenkanals bei Insterburg im September 1926 dem Verkehr übergeben werden konnte.

Von den bisher ausgeführten und in der „Bautechnik" 1924, Heft 43, S. 488 u. f. bereits allgemein geschilderten Bauwerken soll im nachstehenden auf die Herstellung des Wehrs der Staustufe Schwägerau näher eingegangen werden.

Lage und Bauart.

Die Lage des Wehrs in der Krümmung des Pregels nördlich des Schleusenkanals dicht am Dorfe Schwägerau ist aus dem Lageplan (Abb. 1) ersichtlich.

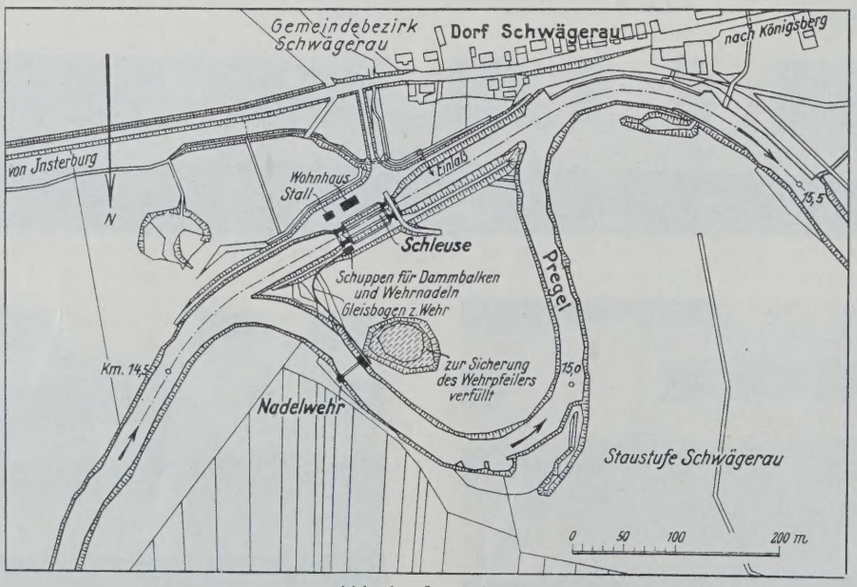


Abb. 1. Lageplan.

Die Bauart des Wehrs war einmal dadurch bestimmt, daß der Durchflußquerschnitt für die ungehinderte Abführung von Hochwasser und Eis vollkommen frei gemacht werden muß. Weiter waren alle festen Überbauten über dem Fluß zu vermeiden, damit die mit Mast und Segel versehenen Fahrzeuge den Wehrarm befahren können, sobald und solange die Wasserführung des Flusses die erforderlichen Tiefen auch ohne künstlichen Stau gewährleistet.

Kraftausnutzung kam nicht in Frage, da die zu erwartenden Vorteile bei dem nur kurze Zeit verfügbaren und stark wechselnden geringen Gefälle von höchstens 1,5 bis 1,6 m

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 43, vom 3. Oktober.

die Mehrkosten kaum gerechtfertigt hätten. Es wurde daher der Bau eines Nadelwehrs als die unter den vorliegenden Umständen zweckmäßigste Bauart gewählt, zumal auch die — an sich in diesem Falle wohl möglichen — versenkbaren Verschlußvorrichtungen wegen der zu befürchtenden Betriebsstörungen infolge Versandung ungeeignet erschienen. Die Bauart des Wehrs ist aus Abb. 2 bis 6 ersichtlich.

Bauausführung.

I. Bauabschnitt.

Da eine Umleitung des Flusses während der Bauausführung in Anbetracht der unverhältnismäßig hohen Kosten nicht angängig war, mußte das Wehr zur Aufrechterhaltung des Schiffsverkehrs, und um den Wasserabfluß nicht zu behindern, in zwei Teilen erbaut werden.

Infolgedessen war von vornherein mit erheblichen Verzögerungen und Schwierigkeiten zu rechnen, die bei der hier ohnehin schon recht kurzen Bauzeit um so unangenehmer werden konnten, als die vollständige Fertigstellung beider Teile des Wehrs, das Abschneiden der Baugruben-Spundwände und das Legen der Nadelböcke der Eisgefahr wegen unbedingt vor Eintritt des Winters stattfinden mußte.

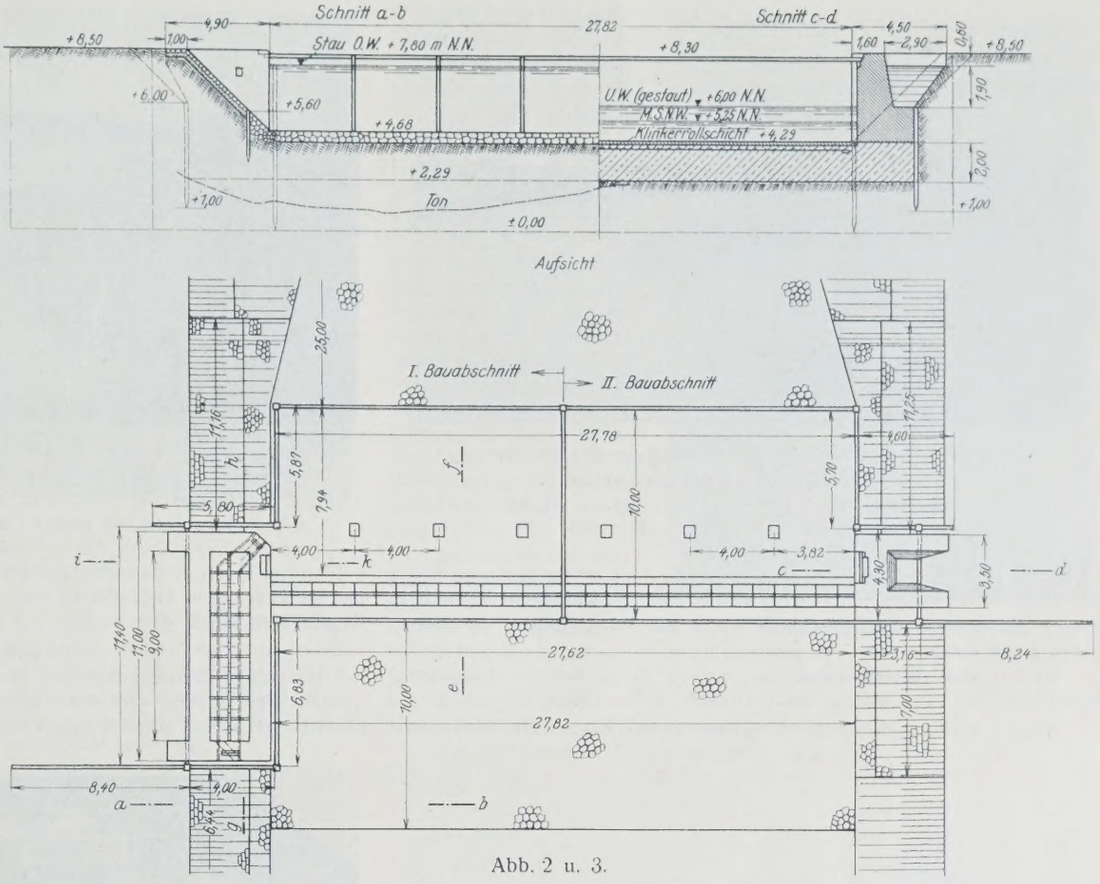


Abb. 2 u. 3.

Sobald der Pregel im Frühjahr 1925 weit genug gefallen war (etwa Mitte April), wurde mit der Vertiefung der Flußsohle für das Sinkstück des Sturzbettes begonnen und die Baggerung stromauf gleich über die ganze Grundfläche des Wehrs ausgedehnt, um dadurch den späteren Aushub in der Baugrube für das Fundament zu verringern (s. Schnitt *c—f*).

Die vorzeitige Versandung dieser Sohlenauskofferung wurde durch eine etwa 15 m oberhalb des Wehrs quer durch das ganze Flußbett verlegte Faschinenmatte von rd. 0,5 m Stärke und rd. 5 m Breite verhindert.

Die inzwischen oberhalb am Ufer vorbereiteten Sinkstücke wurden, nachdem der betreffende Teil des Sturzbettes ausgebaggert war, an Ort und Stelle geflößt und durch Steinbewurf versenkt (Abb. 7 u. 8). Noch während dieser im Eigenbetriebe der Bauverwaltung ausgeführten Arbeiten hatte der Unternehmer mit dem Rammen der Baugrubeneinfassung für die linke Wehrhälfte begonnen, zunächst vom Ufer, dann vom Prahm aus (11. 6. 25). (Abb. 9.)

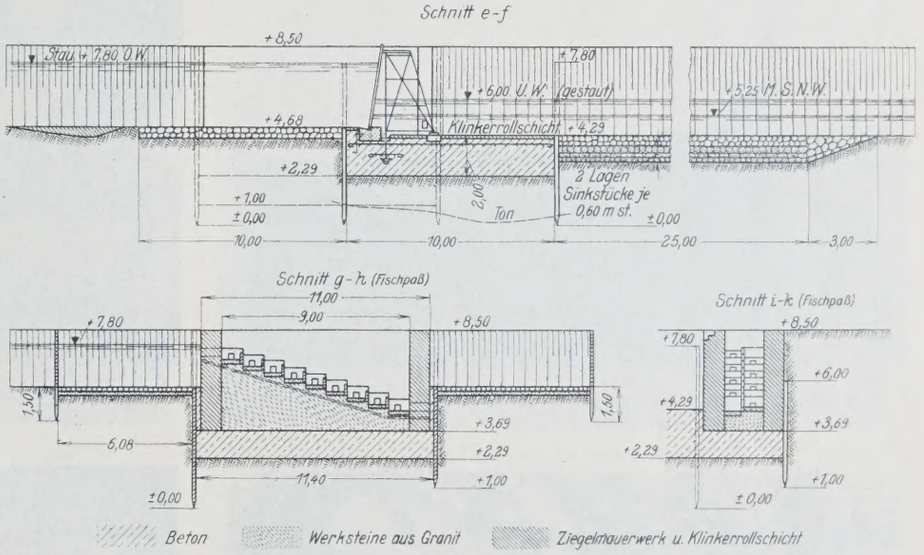


Abb. 4 bis 6.
Wehranlage bei Schwägerau.

Da nach den recht umfangreichen Bodenuntersuchungen schwierige Untergrundverhältnisse (Steine usw.) nicht zu erwarten waren, wurden hölzerne Spundbohlen von 18 cm Stärke mit eisernen Schuhen verwandt.

Die Oberkante der Spundwandumfassung lag annähernd so hoch (+7,8 NN), daß eine Störung durch Vollaufen der Baugrube erst eintreten konnte, wenn die Arbeiten wegen Überflutung des Ufergeländes ohnehin unterbrochen werden mußten.

Dieser Fall trat nur einmal, und zwar im November 1925, ein (Abb. 21 u. 22).

Das Rammen der Spundwände für die linke Wehrhälfte war Mitte Juli beendet. Die Baugrube wurde mittels offener Wasserhaltung bis zu der schon vorher durch die Baggerung vertieften Flußsohle leergepumpt und die Spundwände durch Innenaussteifungen gesichert.

Da eine versuchsweise eingebaute Grundwasserabsenkungsanlage versagte, wurde auch für den restlichen Erdaushub und die Betonarbeiten des Fundaments offene Wasserhaltung beibehalten (Abb. 10). Obwohl die Spundwände allseitig mit der Spitze in einer durchgehenden Tonschicht standen (s. Schnitt *a—b* usw.), so daß mit einer durchweg dichten Baugrube gerechnet werden durfte, zeigte sich an verschiedenen Stellen recht starkes Eindringen von Wasser und Sand, weil einige Bohlen doch gesplittert bezw. aus der Nut gerissen waren. Soweit vom Innern zugänglich, war die Abdichtung verhältnismäßig einfach; da, wo die Leckstellen jedoch im Untergrund (zwischen Fundamentsohle, d. h. rd. + 2,3 NN und der auf + 0,5 bis + 1,0 NN liegenden Tonschicht) auftraten, konnten sie nur durch kastenförmiges Vorrammen von Spundwänden auf der Außenseite unschädlich gemacht werden.

Diese Nachdichtungsarbeiten verursachen immerhin erhebliche Verzögerungen, so daß erst Mitte August mit dem Einbringen des Betons begonnen werden konnte.

Die Fundamentplatte des Wehrbodens mit der Klinkerabdeckung, die Granitschwelle für den unteren Nadelanschlag und die Auflager der Nadelböcke sowie der linke Landpfeiler mit der Fischtreppe waren bis 5. September fertiggestellt. Dann wurde die Baugrube vorübergehend bis zur Ausspiegelung mit dem Fluß unter Wasser gesetzt und der sich nach oben verengende Pumpensumpf (Abb. 10 u. 11) mit Trichter-Beton etwa bis

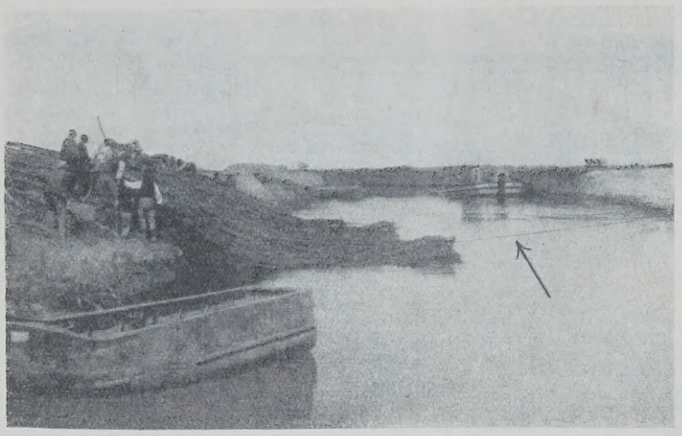


Abb. 7. Ein Sinkstück für die Befestigung des Sturzbettes im Unterwasser wird zu Wasser gelassen. Rechts Bagger beim Herstellen der Sohlenvertiefung für das Sturzbett (vom linken Ufer stromab gesehen).

Abb. 8. Absenken eines Sinkstückes für die Sturzbettbefestigung der linken Wehrhälfte. Dahinter der Bagger bei Herstellung der Auskofferung für das Sturzbett (vom linken Ufer gesehen).

zu halber Höhe verfüllt. Er erwies sich nach dem erneuten Leerpumpen der Baugrube als vollkommen dicht; sein oberer Teil wurde mit besonders fettem Beton vollständig geschlossen und die Klinkerschicht an dieser Stelle eingebracht.

Im Anschluß daran wurden bis zum 15. September die drei linken Wehrböcke und der Laufsteg montiert (Abb. 12 bis 14).

Sodann wurden die in der Baugrube bereits eingestemmten Spundbohlen der Querspundwände mit einer Pendelsäge abgeschnitten (Abb. 15); nur die Längswand in Flußmitte blieb mit den Eckpfählen für den zweiten Bauabschnitt stehen (19. 9. 25).

II. Bauabschnitt.

Inzwischen waren schon seit Ende Juli die Rammarbeiten auf dem rechten Ufer, soweit das ohne unzulässige Einschränkung des Abflußquerschnitts irgend möglich war, vorgetrieben worden (Abb. 10 u. 17).

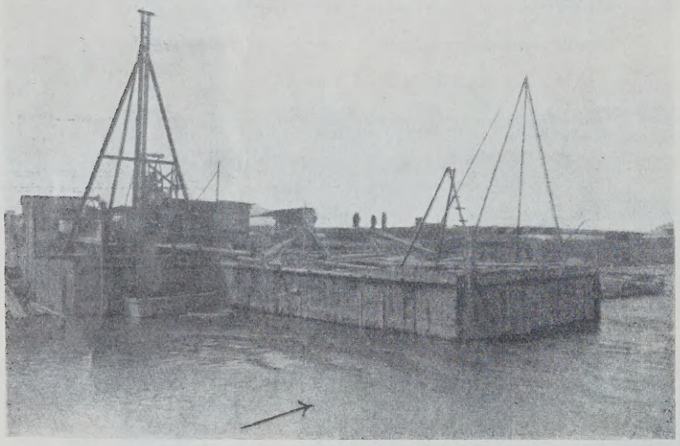


Abb. 9. Blick auf den Spundwandkasten der I. Wehrhälfte vom rechten Flußufer aus.

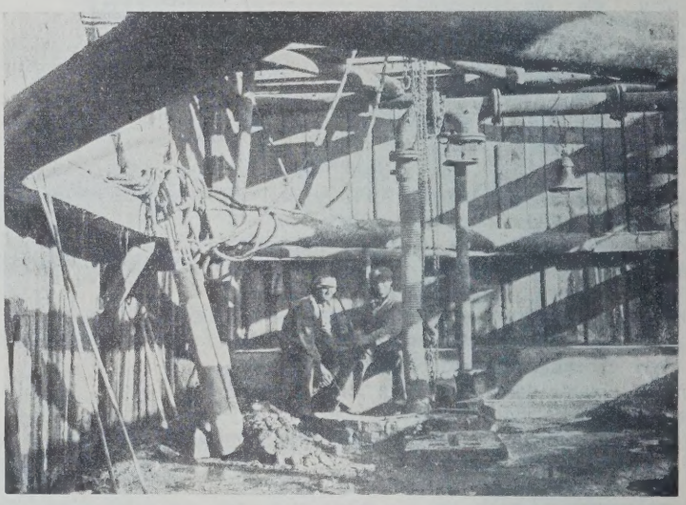


Abb. 10. Blick in den Spundwandkasten der linken Wehrhälfte, Pumpensumpf an der Mittelspundwand (s. auch Abb. 11).

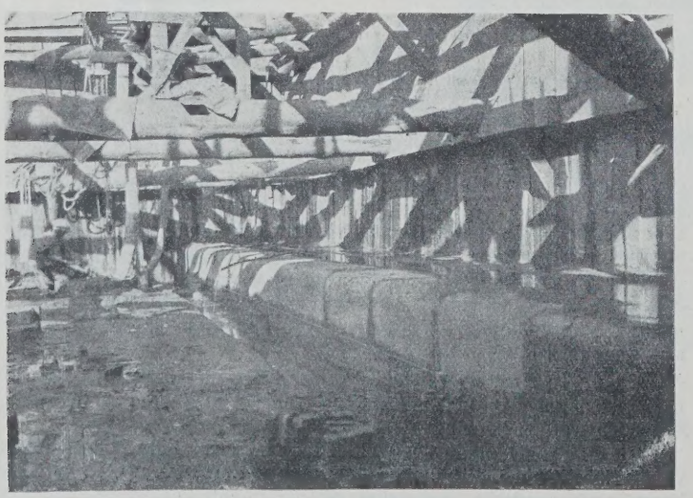


Abb. 11. Blick in den Spundwandkasten der linken Wehrhälfte: Nadelanschlagsteine verlegt; Verlegen von Klinkerabdeckung des Wehrbodens; im Hintergrunde: Pumpensumpf der offenen Wasserhaltung.

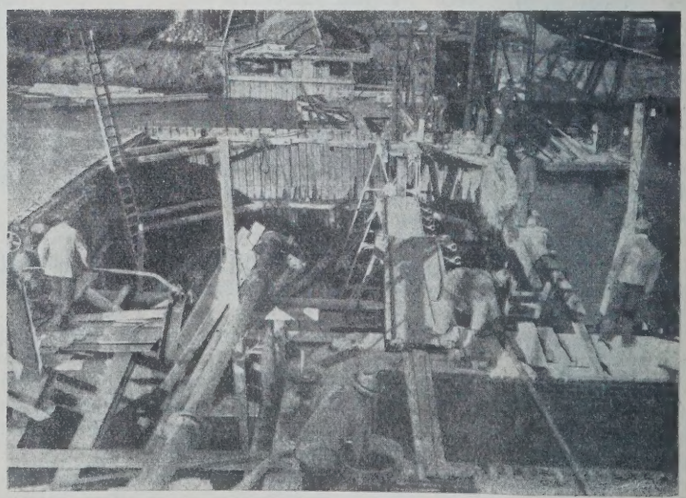


Abb. 12. Blick in den Spundwandkasten der linken Wehrhälfte. Ausbau der Versteifung (s. Abb. 13 u. 14).

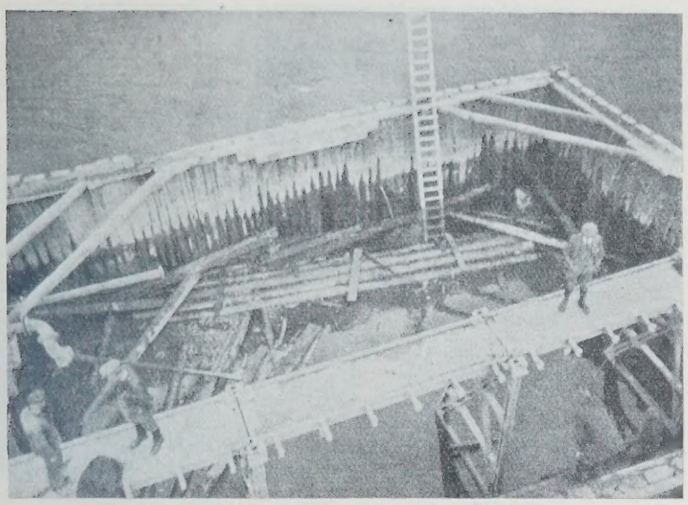


Abb. 13. Steg nebst Nadelwehrböcken der linken Wehrhälfte fertig montiert. Aussteifung des Spundwandkastens fast ganz ausgebaut (s. Abb. 14).

Entsprechend dem Abschneiden der Spundwände des linken Wehrteils wurde nunmehr (vom 15. 9. 25 ab) die Baugrubeneinfassung der rechten Seite bis zum Anschluß an die Mittelwand hergestellt (2. 10.) (Abb. 17, 18 u. 19). Der Erdaushub sowie die Beton- und Maurerarbeiten konnten hier unter offener Wasserhaltung im allgemeinen in gleicher Weise ausgeführt werden, wie oben geschildert (Abb. 20).

Die Nadelböcke der linken fertigen Wehrhälfte blieben während des II. Bauabschnitts zur Erleichterung der Baustoffbeförderung vom linken Ufer her stehen (Abb. 19).

Für die Schiffahrt konnte eine ausreichende Durchfahrtöffnung jederzeit ohne Schwierigkeiten freigemacht werden.

Obgleich die Baugrube im November einige Zeit durch Hochwasser überflutet war und der Fortgang der Arbeiten dadurch wesentlich verzögert wurde, gelang es, das Mauerwerk des Wehrkörpers bis zum 19. 11. fertigzustellen und die Eisenkonstruktion bis Anfang Dezember einzubauen (Abb. 21 u. 22).

Der ungefähr mit dem 8. 12. einsetzende Frost hatte wesentlich zum schnelleren Absinken des hohen Flußwasserstandes beigetragen, und auch das allmähliche Zufrieren konnte keine weitere Störung mehr verursachen.

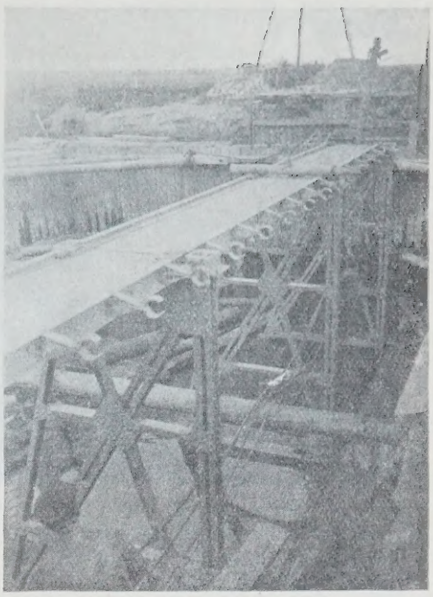


Abb. 14. Ansicht der drei Nadelwehrböcke nebst Laufsteg der linken Wehrhälfte. Ausbauen der Steifen.

Das Abschneiden der Spundwände ging ohne Schwierigkeiten zum Teil vom Eise aus vor sich, und nach dem Umlegen sämtlicher Nadel-

Abb. 15. Absägen der Spundbohlen des Spundwandkastens der I. (linken Wehrhälfte).

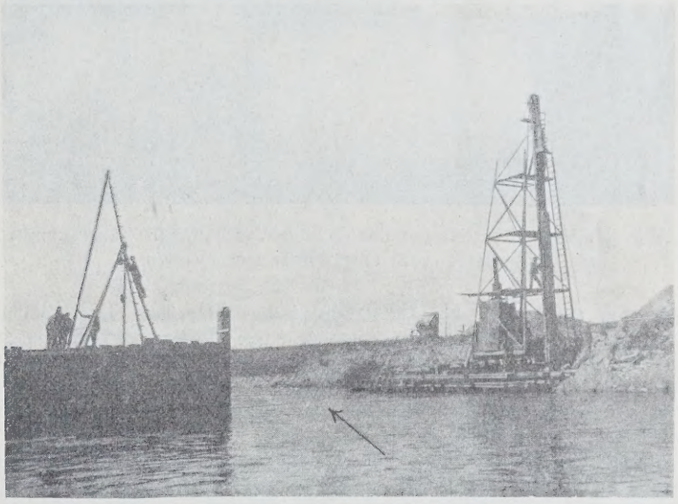


Abb. 16. Rechtes Ufer: Beginn der Rammarbeiten für den zweiten Bauabschnitt. Linkes Ufer: der fertige Spundwandkasten.

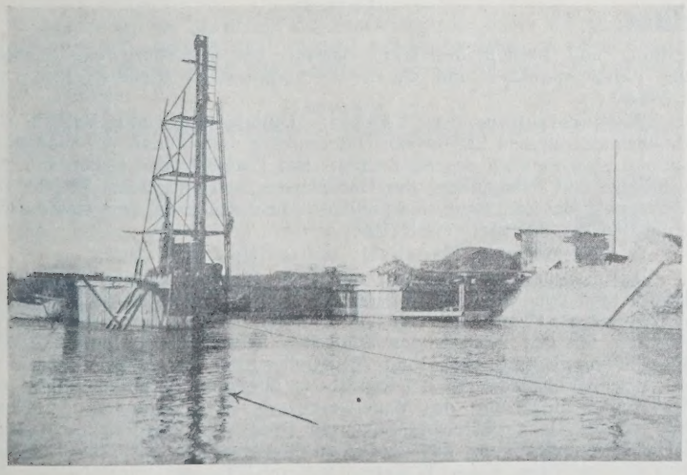


Abb. 17. Rammen der unteren Querspundwand für den Spundwandkasten der II. (rechten) Wehrhälfte (s. auch Abb. 18).

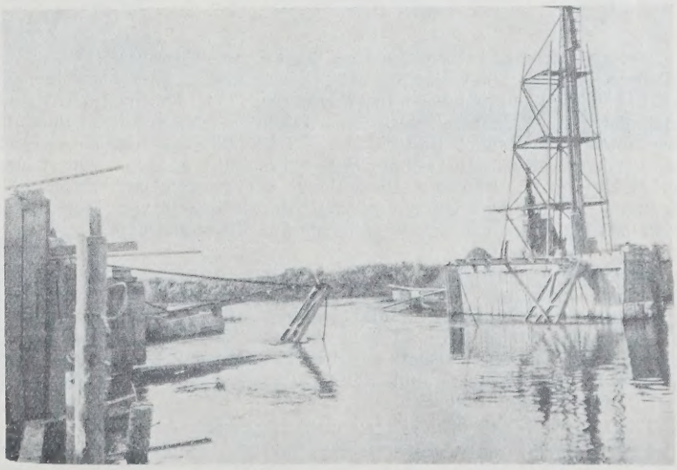


Abb. 18. Umlegen der Nadelwehrböcke der linken Wehrhälfte; Rammarbeiten am rechten Spundwandkasten.

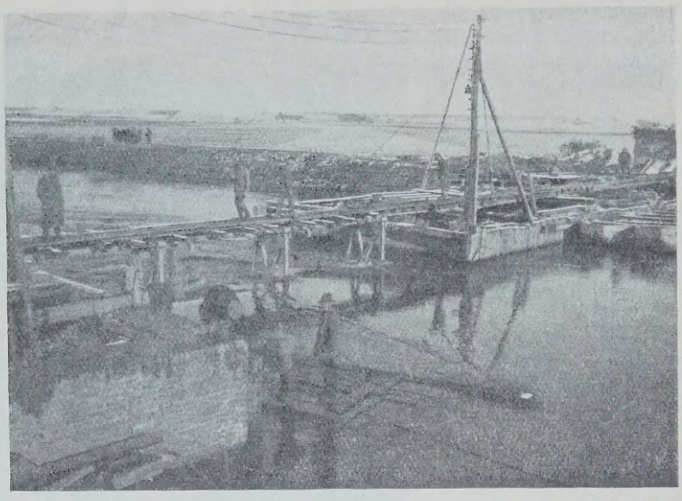


Abb. 19. Baustelle vom linken Ufer oberhalb gesehen. Erdaushub im rechten Spundwandkasten; Restarbeiten am linken Landpfeiler; auf dem Laufsteg der linken Wehrhälfte liegt das Gleis für Baustoffförderung.

Abb. 20. Blick in den Spundwandkasten der II. (rechten) Wehrhälfte kurz nach dem ersten Auspumpen. Untere Ecke an der Mittelspundwand.

Abb. 21. Spundwandkasten der rechten Wehrhälfte (II. Bauabschnitt) überflutet (vom Oberwasser aus gesehen).

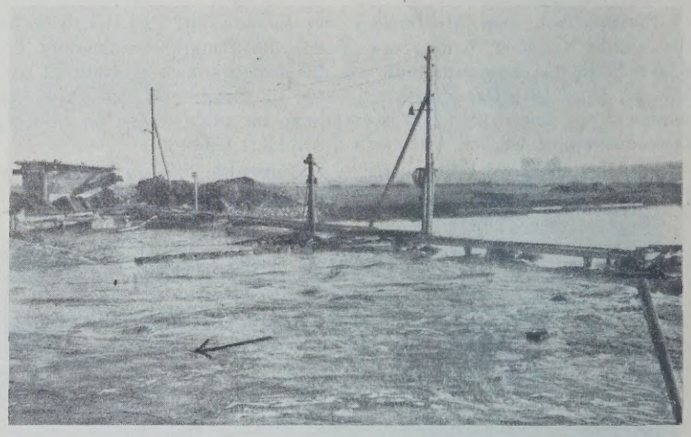


Abb. 22. Spundwandkasten der rechten Wehrhälfte (II. Bauabschnitt) überflutet (vom Unterwasser aus gesehen).

böcke war am 19. 12. das Abflußprofil frei. — Da, wo ein besonders sorgfältiges Abschneiden der Spundbohlen notwendig war, z. B. am Durchgang der Mittelwand durch die Nadelanschlagsteine und an der Abfallkante zum Wehrboden, wurde ein Taucher zugezogen, der auch im übrigen durchweg die Schnittstellen untersuchen und etwaige Unebenheiten nachbessern mußte.

Die geringen Restarbeiten an den Landpfeilern und den Uferanschlüssen wurden im Frühsommer 1926 erledigt.

Zu erwähnen bleibt noch, daß die Spundwände mit der Fundamentplatte des Wehrs durch Eisenanker in feste Verbindung gebracht sind.

Nach den Erfahrungen bei dieser Bauausführung erscheint es zweckmäßig, bei den Wehren der beiden nächsten Staustufen (Norkitten A und B) eiserne Spundwände zu verwenden. Diese dürften doch größere Sicherheit gegen Beschädigungen durch unvermutete Hindernisse im Untergrund bieten und damit die zeitraubenden Nachdichtungsarbeiten ersparen.

Die Ausführung des Grundbaues war der Firma Wayss & Freytag, Lieferung und Einbau der Eisenkonstruktion der Uniongießerei Königsberg (Pr.) übertragen. Der Stau wurde erstmalig kurz vor der Inbetriebnahme der fertigen Strecke im September 1926 aufgerichtet.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Januar erschienene Heft 1 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. R. Saliger: Schalendach aus Eisenbeton nach Bauart Kolb. — Straßenbrücke über die Mosel zwischen Cochem und Cond. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Die Schalengewölbe der Großmarkthalle Frankfurt a. M. — Oberbaurat Ing. M. Spindel: Bildliche Darstellung der geeignetsten Zusammensetzungen und Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Mörtel und Beton mit Hilfe des Parallelogramms für das Vierstoffsystem.

Aus dem Reichshaushalt 1928. Einnahmen und Ausgaben gleichen sich aus mit zusammen 9 502 716 781 R.-M., unter den letzteren erscheinen im ordentlichen Haushalt 1 227 500 000 R.-M. für Reparationszahlungen. Für allgemeine technische und bautechnische Ausgaben kommt auch in diesem Jahr[1]) nur der Haushalt des Reichsverkehrsministeriums in Frage mit überwiegend Wasser- und Kanalbauten sowie den Wasserstraßenverkehr umfassenden Aufgaben.

1. Ordentlicher Haushalt: Fortdauernde Ausgaben.

Reichskanalamt: Baggerarbeiten 360 000, Unterhaltung der Beleuchtungs-, Telegraphen- und Fernsprechanlagen 1 478 000, Unterhaltung und Betrieb der Werft Saatsee bei Rendsburg einschließlich der Flüssiggasanstalt und der Seezeichenwerkstatt daselbst, insgesamt 1 038 800.

Wasserstraßen der Länder: Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen 27 700 000, Unterhaltung und Betrieb der Seewasserstraßen einschließlich des Seezeichen- und Lotsenwesens 19 600 000, Abwendung und Bekämpfung der Hochwasser- und Eisgefahr 300 000, Zur Verfügung für literarische und publizistische Zwecke auf dem Gebiete der Aufgaben des Ministeriums 30 000.

2. Ordentlicher Haushalt: Einmalige Ausgaben.

Reichswasserstraßenverwaltung: Beiträge zu den Kosten der Bearbeitung von Entwürfen für den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes und für Gewinnung von Wasserkräften 120 000, Vor- und Entwurfsarbeiten für den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes 520 000, Einbau von Besichtigungs- und Arbeitsstegen in die Blechträgerbrücken der Eisenbahnhochbrücke bei Rendsburg über den Kaiser-Wilhelm-Kanal 85 000, Instandsetzung des Mauerwerkes der Widerlager und Portalaufbauten der Hochbrücke bei Levensau über den Kaiser-Wilhelm-Kanal 90 000, Neubefestigung der nördlichen Straßenrampe zur Prinz-Heinrich-Brücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal 35 000, Außergewöhnliche Erneuerung abgängiger Holzbauwerke am Kaiser-Wilhelm-Kanal (1. Teilbetrag) 180 000.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 7 u. 8, S. 91 u. 104.

Binnenwasserstraßen.

Preußen.

Regulierung der Krummen Gilge (2. Teilbetrag) 600 000, Vertiefung des Elbingflusses und des Elbinger Fahrwassers (2. Teilbetrag) 650 000, Anlage eines Bauhofes und Hafenbeckens an der Breitenbachfahrt bei der Schleppzugschleuse Wilhelmsruh bei Breslau (4. Teilbetrag) 100 000, Verlängerung des oberen Trennungsdammes an der Staustufe Oderhof der kanalisierten oberen Oder (Rest) 85 000, Ausbau der oberen Trennungsspitze, der oberen Kanaleinfahrt und des rechtseitigen Stromufers oberhalb des Kanals an der Schleuse Ransern (Rest) 102 000, Sicherung der Kammermauern der Schleppzugschleuse Wilhelmsruh bei Breslau (Rest) 52 000, Ausbau einer Probestrecke für die Befestigung der Stromsohle der Oder unterhalb Ransern 90 000, Verbesserung des Fahrwassers in der Havel oberhalb Brandenburgs (2. Teilbetrag) 50 000, Vor- und Entwurfsarbeiten für den Ausbau der Mündungsstrecke der Havel zur Verbesserung ihrer Vorflut und ihrer Schiffahrtverhältnisse 100 000, Durchstich bei Havelberg von km 13,2 bis 14,2 der Havel 287 500, Herstellung eines neuen Fahrwassers in der Mündung der Havel in den Trebelsee (1. Teilbetrag) 100 000, Verstärkung der Ufersicherung in der Scheitelhaltung des Hohenzollernkanals 300 000, Kostenbeitrag zum Neubau der Reichsbahnbrücke über das Flakenfließ 250 000, Verbesserung der Stromstrecken der Elbe mit regelmäßig eintretendem schlechten und seichten Fahrwasser im Bezirke des Wasserbauamts Wittenberge vom km 442,5 bis 502,5 (4. Teilbetrag) 200 000, Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers der Elbe bei km 189/190 (Clödener Enge) (Rest) 100 000, Beseitigung von Untiefen vor der Mündung der alten Elbe bei km 330,0 (Rest) 45 000, Neubau eines Deckwerkes auf dem rechten Elbufer bei Dautzschen, km 162,62 bis 164,08, im Bauamtsbezirke Torgau (2. Teilbetrag) 100 000, Neubau eines Deckwerkes bei km 350,0 der Elbe an der Ohremündung, Bauamtsbezirk Magdeburg (2. Teilbetrag) 90 000, Herstellung eines Deckwerkes am Rühstädter Deich, km 438,0 bis 439,225 der Elbe im Bauamtsbezirke Wittenberge (Rest) 65 000, Sicherung des Borghorster Deckwerkes bei km 587,445 bis 588,0 der Elbe im Bauamtsbezirke Lauenburg (Rest) 30 000, Herstellung eines Deckwerkes auf dem linken Ufer der Elbe bei km 214,5 im Bauamtsbezirke Wittenberg 82 000, Verstärkung der Dämme des Ems-Weser-Kanals (2. Teilbetrag) 400 000, Neubau einer Schleppzugschleuse bei Hameln (2. Teilbetrag) 1 200 000, Beseitigung von Fehlstellen auf der Weser zwischen Hann.-Münden und Minden (2. Teilbetrag) 100 000, Erhöhung der Eisenbahnbrücke über die Aller bei Schwarmstedt 270 000, Ausbesserungs- und Sicherungsarbeiten an vier stark gefährdeten Dükern des Ems-Weser-Kanals und Sicherung des Grenzauedurchlasses bei Dankersen 130 000, Erhöhung der Eisenbahnbrücke über die Weser bei Corvey sowie Beseitigung des Strompfeilers 330 000, Umbau des Weserwehrs bei Dörverden (1. Teilbetrag) 200 000, Umbau des Hochwasserauslasses des Ems-Weser-Kanals im Leinetal bei Seelze 105 000, Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Emscher (Rest) 120 000, Untersuchung der hydrologischen Verhältnisse der Ems und Vorarbeiten zur Erlangung eines Entwurfs für eine Erweiterung des Dortmund-Ems-Kanals (Rest) 140 000, Verbreiterung des unteren Vorhafens der Schleuse Herbrum am Dortmund-Ems-Kanal (1. Teilbetrag) 100 000, Aufhöhung der infolge Bergbaues abgesunkenen Schleusengruppe IV des Rhein-Herne-Kanals (1. Teilbetrag) 500 000, Begradigung der Ems zwischen Papenburg und Leerort (Rest) 382 000, Verbesserung des Fahrwassers im Rhein bei Uerdingen (2. Teilbetrag) 55 000, Ausbesserung der Uferböschungen und der Längswerke in der Rheingaustrecke km 1,0 bis 24,0 (1. Teilbetrag) 75 000, Verbesserung des Fahrwassers des Mains im Stadtgebiete Frankfurt a. M. beiderseits der Obermainbrücke (1. Teilbetrag) 100 000.

Bayern.

Instandsetzung des Wehres der kanalisierten Altmühl bei Gundelfing 73 000, Ausbau des rechtsseitigen Leitwerkes an der Donau bei Obermotzing 66 100.

Sachsen.

Elbstromberichtigung bei Leckwitz-Nünchritz (2. Teilbetrag) 116 000.

Hessen.

Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers im Rhein bei Nackenheim (km 319 bis 321) (Rest) 220 000, Maßnahmen zur Erhaltung des Fahrwassers im Rhein unterhalb der Eisenbahnbrücke bei Worms (km 279 bis 281,1) (Rest) 153 000.

Hamburg.

Ausbau des rechten Elbufers oberhalb Geesthacht bei km 583 (Rest) 40 000.

Mecklenburg-Schwerin.

Regulierung bei Warnow zwischen Bützow und Rostock (Rest) 100 000, Verbesserung der Elde-Wasserstraße zwischen Kuppentin und Plau (Rest) 320 000, Neubau der Lübzer Schiffahrtschleuse (1. Teilbetrag) 325 000.

Lübeck.

Verkabelung der Fernsprechleitung am Elbe-Trave-Kanal 33 000, Erneuerung der Holzbeläge auf fünf Kanalbrücken des Elbe-Trave-Kanals 46 900. (Schluß folgt.)

Wintertagung der Spitzenverbände der deutschen Binnenschiffahrt. Vor kurzem traten in Berlin die Vertreter der Spitzenverbände der deutschen Binnenschiffahrt zusammen, um sich mit den schwebenden Gemeinschaftsfragen ihres Gewerbes zu befassen. Aus allen Teilen des Reiches hatten sich die führenden Männer der Binnenschiffahrt eingefunden. Der Vorstand des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt war mit Generaldirektor Dr. Ott, Köln, Geh. Baurat Prof. Dr.-Ing. ehr. de Thierry, Berlin, und Staatsrat Dr. von Grassmann, München, vollzählig vertreten.

In einer gemeinsamen Sitzung des Verwaltungsrates des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt mit dem Plenum des Reichsausschusses wurde nach einem einleitenden Referat von Landgerichtsrat Dr. Holländer Berlin, das Problem der kaufmännischen Rationalisierung der Binnenschiffahrt erörtert. Die darauf folgende Aussprache führte zu einem fruchtbaren Gedankenaustausch zwischen den Vertretern von Wissenschaft und Praxis. Eine besondere Kommission wurde mit der Bearbeitung der Grundfragen der deutschen Verkehrs- und Binnenschiffahrtpolitik beauftragt, die u. a. durch die Beratungen des gemeinsamen Ausschusses von Reichswirtschaftsrat, Reichswasserstraßen- und Reichseisenbahnrat in der letzten Zeit erneut aufgerollt wurden.

Der Bau einer Staumauer mit Rücksicht auf spätere Erhöhung ist selten und technisch so bemerkenswert, daß im folgenden nach einem Berichte von Henderson in Eng. News-Rec. vom 18. August 1927 auf eine solche Ausführung im Pemigewasset River für die Utilities Power Co. in Bristol (New Hampshire) näher eingegangen sei.

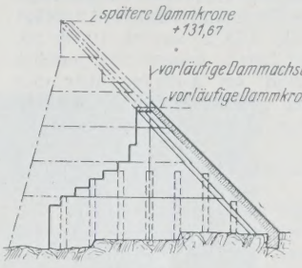


Abb. 1a. Querschnitt durch das Widerlager.

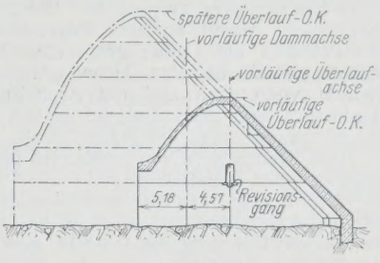


Abb. 1b. Querschnitt durch die Staumauer.

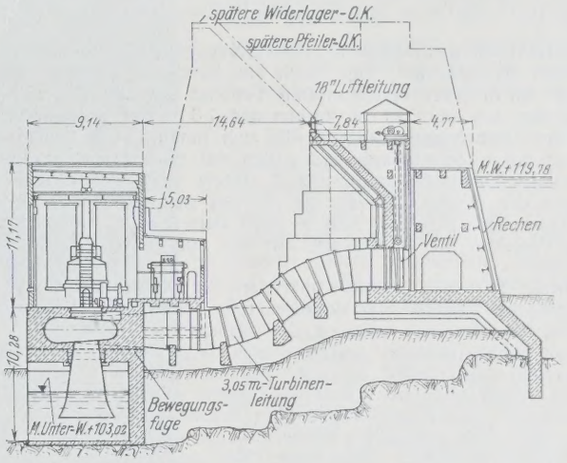


Abb. 2. Schnitt durch das Krafthaus.

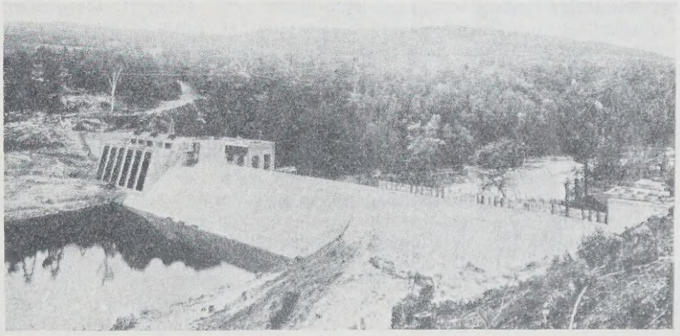


Abb. 3. Aufnahme von der Stromseite her.

Die von der Ambursen-Gesellschaft gebaute Mauer zeigt an sich keine Besonderheiten: Zwischen die steil ansteigenden Flußufer gesetzt, hat sie nur etwa 90 m Länge. Das Krafthaus ist (Abb. 3 u. 4) an der Ostseite des Dammes in diesen eingebaut, das ganze Bauwerk hat einschließlich der Widerlagmauer eine Gesamtlänge von 160 m, die Mauer hat im ersten Bauabschnitt eine Höhe von nur 16,70 m, im endgültigen Ausbau eine solche von 24,30 m. Die Querschnittsgestaltung geht aus Abb. 1 hervor, Abb. 2 zeigt den Schnitt durch Krafthaus und Widerlagmauer, Abb. 3 eine Aufnahme von der Stromseite her, Abb. 4 die Ansicht von der Unterwasserseite.

Die Mauer ist in Eisenbeton und in aufgelöster Bauweise ausgeführt. Die Gründung auf der Granitsohle des Flußbettes bereitete keine Schwierigkeiten, dagegen erforderte der Umstand, daß die Flußufer aus gewöhnlichem Erdreich bestanden, die Erstellung massiger Anschluß- bezw. Widerlagmauern vom Schwergewichtstyp (Abb. 1, 2 u. 4), wobei die

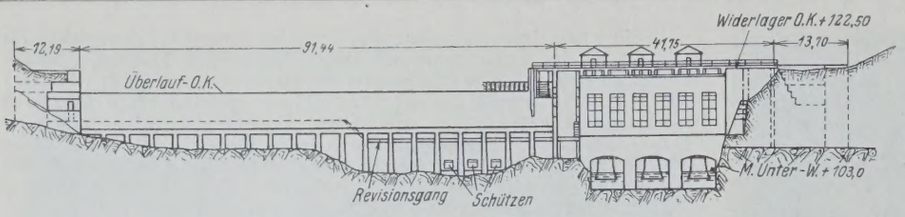


Abb. 4. Ansicht von der Unterwasserseite.

Ausbildung am Westufer wegen der dort vorhandenen Gefahr des Auswaschens besondere Sorgfalt nötig machte.

Die Pfeiler der Sperrmauer haben einen Abstand von rd. 4,57 m von Mitte zu Mitte. Mit Ausnahme der Pfeiler im Einlauf und eines an der Ostseite des Krafthauses stehenden, auf Erddruck beanspruchten, sind sie in nicht bewehrtem Beton hergestellt und haben Eiseneinlagen nur an den Bewegungsfugen; ebenso sind an den schräg abfallenden Rückseiten obere Eiseneinlagen vorgesehen. Die größte Stärke im Pfeilerfuß beträgt 0,66 m und nimmt an jeder Fuge, d. h. alle 3,65 m, um rd. 10 cm ab. Die zwischen die Pfeiler gespannten Wandplatten waren mit geraden Stäben einfach bewehrt, Dehnungsfugen sind am Auflager über den Pfeilern vorgesehen und mit Asphaltmastix geschlossen. Die vordere Herdmauer geht etwa 1 m tief in den festen, geschlossenen Felsen und auf die ganze Länge der Mauer durch.

Das Krafthaus ist von vornherein für die endgültige Energieerzeugung ausgebaut und eingerichtet.

Abb. 2 zeigt, wie hier auch beim Entwurf der Sperrmauerpfeiler, von denen (vergl. a. Abb. 3) sieben in das Einlaufbauwerk eingebaut sind, auf die spätere Erhöhung so Bedacht genommen ist, daß die Anlage des eigentlichen Krafthauses bei den Erweiterungsbauten möglichst wenig beeinflußt wird. Es wird in der Tat nur die Generatorenhalle über den neuen Damm hinaus erweitert werden müssen, da die Schalt- und sonstigen Betriebsanlagen zwischen den Pfeilern eingebaut sind. Ki.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (31) Einsturz einer Betondecke. Um einen aus Sandstein erbauten Aussichtsturm war 3,6 m über einer unteren Terrasse ein Umgang angeordnet, dessen Boden aus einer 15 cm starken und 1,3 m weit gespannten Betonplatte ohne Eiseneinlagen bestand, die sich innen auf den quadratischen Turm von 5,5 m Seitenlänge und außen auf eine 45 cm starke Mauer mit ebenfalls quadratischem Grundriß stützte. Turm und Außenmauer haben von der unteren Terrasse an abwärts gemeinsame Sockelmauern.

23 Jahre nach Erbauung stürzte nach Betreten des Umganges durch mehrere Personen die Betonplatte auf der Süd- und Ostseite des Umganges ein.

Mehrere Personen stürzten mit den Trümmern auf die rd. 3,6 m tiefer gelegene Terrasse und wurden teils schwer verletzt. Einer der Verunglückten erlag den erlittenen Verletzungen.

Durch Sachverständige wurde gleich nach dem Unfall festgestellt, daß der Beton vollständig zermürbt war; auch fanden sich in den abgestürzten Betontrümmern Verunreinigungen durch Wurzelfasern. Die Betonzuschläge waren nach Angabe der Erbauer entgegen den Vertragsbestimmungen nicht gewaschen worden, da das hierzu erforderliche Wasser auf der Baustelle fehlte. Abweichend von den genehmigten Entwurfszeichnungen war die Platte an dem Turmmauerwerk nicht durch ein umlaufendes Sandsteingesims gestützt, sondern in einer nachträglich eingemeißelten Vertiefung von nur 3 bis 5 cm Tiefe gelagert, die stellenweise ganz fehlte. Ferner war an Stelle einer im Entwurf vorgesehenen stärkeren Stichbogendecke eine gerade Platte angeordnet und der Zementestrich an Stelle der vorgesehenen 3 cm nur 1,5 cm stark aufgetragen worden.

In der Südostecke stellten die Sachverständigen in den Grundmauern, dem eigentlichen Turmmauerwerk und in der Außenwand lotrecht verlaufende Risse fest und schlossen daraus auf Setzungen dieses nach Angabe der Erbauer auf einer ausbetonierten Felsspalte stehenden Bauwerkteiles.

Die Zeugenaussagen ergaben, daß bei einer Besichtigung des Turmes durch Beauftragte des unterhaltungspflichtigen Vereins am Tage vor dem Einsturz parallel zu den Auflagen verlaufende klaffende Längsrisse in der Mitte der eingestürzten Plattenteile festgestellt waren, die fast auf der ganzen Länge der Platte durchliefen und diese völlig durchtrennten. Ähnliche Risse zeigten auch die nicht eingestürzten Teile der Platte. Der Zustand der Decke wurde nicht für gefahrdrohend gehalten, ihre Ausbesserung aber sofort angeordnet. Die Sachverständigen stellten nach dem Unfall fest, daß alle Risse schon alt waren. Sie hatten nach einer Zeugenaussage auch bereits vor dem Einsturz eine Senkung der Platte in der Mitte verursacht. Nach Angabe der Abgestürzten und nach dem örtlichen Befund war die Platte in diesen Rissen durchgebrochen.

In dem gegen die Erbauer und den mit der Bauoberleitung beauftragten Architekten — eine örtliche Bauaufsicht hatte nicht bestanden — wegen fahrlässiger Körperverletzung und fahrlässiger Tötung angestrengten Verfahren erkannte das Schöffengericht auf Freispruch; Berufung wurde nicht eingelegt. Nach dem Urteil der Sachverständigen trügen nicht die festgestellten Mängel der Bauausführung und Abweichungen vom genehmigten Entwurf die Schuld an dem Unfall, sondern lediglich die mangelhafte Unterhaltung. Die 23jährige ungestörte Benutzung habe erwiesen, daß die Ausführung den Erfordernissen genügt habe. Das von oben eingedrungene Regenwasser habe jedoch im Verein mit Frost allmählich den Beton zerstört. Hinzu seien Beschädigungen der Decke durch rohe Gewalt und wahrscheinlich auch durch Erschütterungen infolge von Erdstößen und einer Explosion sowie die Setzung des Mauerwerks an der Südostecke getreten, welche die Rißbildung in der Platte und dadurch die weitere zerstörende Einwirkung des Regenwassers begünstigt hätten. Durch eine zweckmäßige Unterhaltung hätten sich diese Übelstände mit Sicherheit beseitigen lassen.

Die ebenfalls wegen fahrlässiger Tötung angeklagten zuständigen Vorstandsmitglieder des zur Unterhaltung des Turmes verpflichteten Vereines wurden in drei Instanzen ebenfalls freigesprochen, da für sie als Laien der gefahrdrohende Zustand der Betondecke nicht erkennbar gewesen sei und für die Zuziehung eines Fachmannes vor dem Unfall eine für die Vorstandsmitglieder erkennbare Veranlassung nicht vorgelegen habe. We.

Vom Bau der Sydney-Brücke.[1]) Gegenwärtig wird, wie die Z. d. V. d. I. 1927, Nr. 46, S. 1629, berichtet, der 500 m weit gespannte Hauptbogen, dessen Scheitelhöhe 137 m beträgt, von beiden Seiten her zusammengebaut. Auf jeder Bogenhälfte ist eine Krananlage von rd. 600 t Gewicht fahrbar angebracht. Der Kranwagen ruht mit je zwei zweiachsigen Drehgestellen auf den beiden rd. 30 m auseinander stehenden Hauptlängsträgern. Auf dem Wagen ist mit Neigung nach vorn ein über die ganze Wagenbreite verfahrbarer Wippkran aufgebaut, der rd. 120 t Höchstlast bei 3,8 m/Min. Hubgeschwindigkeit und 14,2 m Ausladung heben kann. Mit seinem Hauptlasthaken werden die großen Fachwerkteile vom Hafen heraufgezogen. Ein weiterer Lasthaken von 20 t Tragfähigkeit dient dazu, die einzelnen Teile in ihre richtige Lage einzupassen.

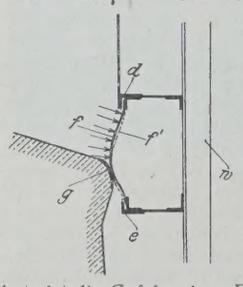
Unterhalb dieses Kranes ist in der Mitte der Vorderwand des Kranwagens nach rechts und links um insgesamt 180° ausschwenkbar ein Aushilfswippmast von 5 t Tragfähigkeit angebracht. Zwei weitere Wippmaste von je 2,5 t Tragfähigkeit befinden sich an der Rückseite des Kranwagens; sie sollen die Arbeiter sowie zum Zusammenbau erforderliche Stoffe, wie Niete u. a., zur Arbeitsstelle befördern. Die einzelnen Antriebmotoren und Windwerke sind in dem Wagen untergebracht.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 55; 1927, Heft 33.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Sohlendichtung für versenkbare Verschlußkörper. (Kl. 84 a, Nr. 444 634, vom 16. 1. 1925 von Firma Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen.) Die Dichtung besteht aus einem bogenförmig gekrümmten federnden Blechstreifen *f*, der bei *d* und *e* auf dem Wehrkörper aufliegt und auf der einen Seite *e* beweglich, auf der anderen Seite *d* befestigt ist, oder der auch an beiden Seiten fest oder beweglich gelagert sein kann. Durch den im Teil *d g* wirkenden Oberwasserdruck nimmt das Blech die Form *f'* an, d. h. der belastete Bogenschenkel *d g* wird durch die Wasserlast eingedrückt, während der unbelastete *g e* hochsteigt und sich gegen die Wehrsohle anpreßt. Da der Blechstreifen keine vorstehenden Kanten hat, ist die Gefahr eines Eckens ausgeschlossen und ein sicheres Einführen des Wehrkörpers gewährleistet.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Süersen, Vorstand des R. M. A. Altena (Westf.), als Vorstand zum R. M. A. Darmstadt, Herbold, Vorstand des R. W. A. Langenberg (Rheinl.), als Vorstand zum R. M. A. Altena (Westf.) und Rüter, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Opladen, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Witten; die Reichsbahnbaumeister Kurt Böhm, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Schwerte, zur R. B. D. Köln und Kaißling, bisher bei der R. B. D. Köln, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Opladen, Öttl, bisher bei der R. B. D. München, zur R. B. D. Würzburg unter Aufhebung der Versetzung des Reichsbahnrats Aigner von der R. B. D. Augsburg zur R. B. D. Würzburg.

Überwiesen: Reichsbahnrat Hugo von Rauscher auf Weeg vom Zentral-Tarifamt bei der Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in München zur dortigen R. B. D. und Reichsbahnrat Dr. jur. Hurtzig von der R. B. D. München zum Zentral-Tarifamt bei der Gruppenverwaltung Bayern der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in München.

Gestorben: Reichsbahnamtmann Krumm, Vorsteher des Reichsbahn-Betriebswerks in Münster (Westf.).

INHALT: Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927. — Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen. — Eine neue Blechrahmenbrücke in Königsberg (Pr.). — Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz. — Der Ausbau des Oberpregels zwischen Insterburg und Wehlau. — **Vermischtes:** Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Aus dem Reichshaushalt 1928. — Wintertagung der Spitzenverbände der deutschen Binnenschiffahrt. — Bau einer Staumauer mit Rücksicht auf spätere Erhöhung. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (31) Einsturz einer Betondecke. — Bau der Sydney-Brücke. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

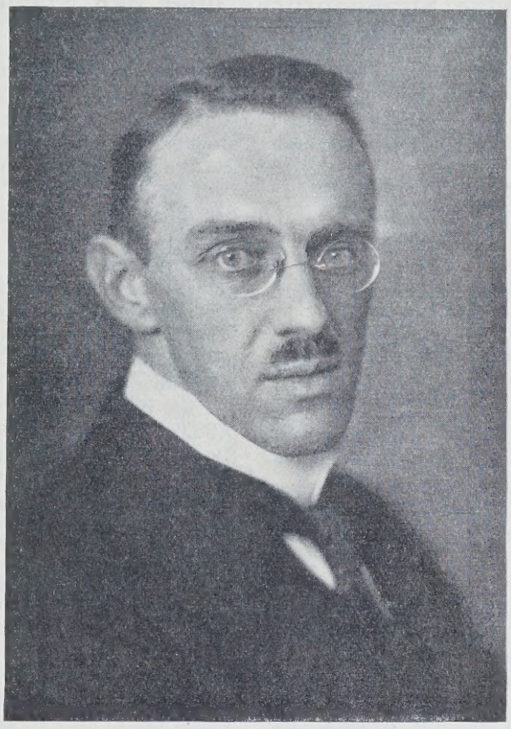
DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 13. Januar 1928. Heft 2

Alle Rechte vorbehalten.

Wilhelm Schachenmeier †.

In dem verflossenen Jahre 1927 hat der Tod unter den deutschen akademischen Lehrern des Bauingenieurwesens eine schmerzliche Lücke gerissen: Am 20. November 1927 ist der o. Professor für Statik und Eisenbau an der Technischen Hochschule München, Dr.-Ing. Wilhelm Schachenmeier, nachdem er eine schwere Operation überstanden hatte, im Alter von 45 Jahren gestorben. Aus einem glücklichen Familienleben, aus einer reichen und fruchtbaren Lehrtätigkeit, aus rastloser Arbeit als Forscher und Ingenieur ist er jäh und unerwartet hinweggerafft worden. Groß ist der Verlust, den seine Freunde und Kollegen, die Technische Hochschule München und die technische Wissenschaft durch den frühen Heimgang des vortrefflichen und bedeutenden Mannes erlitten haben. Sein nächster Weggenosse im beruflichen Leben will es in diesen Zeilen versuchen, ein Bild von seiner Entwicklung, von seinem Wesen und Wirken zu zeichnen.



Wilhelm Schachenmeier wurde 1882 zu Emmendingen in Baden als Sohn eines Oberreallehrers geboren. Vom Vater hatte er wohl die ausgesprochene Lehrbegabung geerbt, die ihn zu einem überaus beliebten und erfolgreichen Lehrer der akademischen Jugend gemacht hat. Er verstand es, in seinen Vorlesungen mit wissenschaftlicher Strenge eine einfache, anschauliche Darstellungsweise zu verbinden, er war ein Meister der Sprache, und es war ein Genuß, seine Vorträge zu hören. Gerade bei der Einführung der Studierenden in das für viele nicht leichte Gebiet der Statik hat sich sein Lehrtalent besonders gezeigt. Wegen des Wohlwollens und des lebendigen Interesses, das er seinen Schülern entgegenbrachte, besaß er ihre Zuneigung und ihr Vertrauen in hohem Maße. So trauert jetzt ein großer Kreis dankbarer Schüler um den geliebten Lehrer.

Seine wissenschaftliche Ausbildung erhielt Schachenmeier an der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Hier war es Friedrich Engeßer, der den stärksten Einfluß auf seine berufliche Entwicklung ausgeübt hat. Zeitlebens blieb ihm dieser Mann ein leuchtendes Vorbild als Gelehrter und als Ingenieur. Schachenmeier war in Karlsruhe sein Schüler, sein Mitarbeiter und später sein Nachfolger. In die Karlsruher Assistentenzeit fallen die ersten wissenschaftlichen Arbeiten: „Über mehrfache elastische Gewölbe“ und „Die Berechnung von sechsfach statisch unbestimmten Gewölben“, zwei Abhandlungen, die ein großes statisches und mathematisches Können erforderten.

Schachenmeier erkannte aber bald, daß ihm zur Vervollkommnung in seinem Beruf weitere praktische Betätigung nötig sei. Die Ausbildungszeit im badischen Staatsbaudienst nach dem Studium hatte ihn wenig befriedigt; er ging jetzt zuerst nach Wien, wo er in der Brückenbauanstalt von Gridl tätig war, und dann zur Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg nach Gustavsburg bei Mainz. Vor Kriegsausbruch arbeitete er noch kurze Zeit im Bureau von Lindenthal in Amerika und zog dann mit den Eisenbahntruppen ins Feld. Noch während des Krieges erhielt er die Berufung nach Karlsruhe, konnte jedoch erst 1918 seine Lehrtätigkeit dort aufnehmen. Im Jahre 1920 folgte er dann dem Rufe als Nachfolger von Dietz an die Technische Hochschule München.

Während der Zeit in Gustavsburg durfte er an einer Bauaufgabe mitwirken, die entscheidend für seine ganze spätere Entwicklung wurde, an der Hängebrücke über den Rhein zwischen Köln und Deutz. Er führte für den erfolgreichen Wettbewerbsentwurf „Freie Bahn“ die statischen Voruntersuchungen sowie die endgültige Berechnung des Gesamtsystems und der einzelnen Konstruktionsglieder durch. Auch für die Ausführung war er mit der verantwortlichen Bearbeitung der gesamten statischen Berechnung betraut und überwachte überdies die Aufstellungsarbeiten an der Baustelle in statischer Hinsicht. So hat er überaus wertvolle Mitarbeit für dieses Bauwerk geleistet, das noch heute als die schönste eiserne Brücke Deutschlands bewundert wird. Das Problem der Hängebrücke hat ihn seitdem nicht wieder losgelassen, ihm galt auch ein großer Teil der wissenschaftlichen und konstruktiven Arbeit seiner Mannesjahre. Als erste Veröffentlichung aus diesem Gebiet erschien 1915 in der Z. d. V. d. I. „Beitrag zur Theorie der Hängebrücken mit aufgehobenem Horizontalzug“, sechs Jahre später folgte: „Der Windverband von Hängebrücken sehr großer Spannweiten“ (Der Eisenbau 1921). Der originelle Gedanke, den Windverband durch vorgespannte Kabel auszubilden, wurde in Deutschland und Amerika patentiert. Aus neuester Zeit stammen „Untersuchungen und Betrachtungen über Hängebrücken“ (Der Bauingenieur 1926) und die letzte Arbeit „Beitrag zur Vervollkommnung der Drahtkabel-Hängebrücken“ („Die Bautechnik“ 1927, Heft 25, S. 373). Hierin schlug er vor, zur Verminderung der Nebenspannungen im Kabel den annähernd kreisförmigen oder sechseckigen Querschnitt über den Pylonen in einen breiten bandförmigen Querschnitt auseinanderzuziehen und die Pylonenköpfe gelenkig auszubilden, zweifellos zwei höchst beachtenswerte Anregungen.

Die Beschäftigung mit den Nebenspannungen in Fachwerkträgern und das allgemein zunehmende Interesse an den Materialfragen, insbesondere an dem Verhalten der Werkstoffe in den Baukonstruktionen selbst, veranlaßten Schachenmeier zu einer ausgezeichneten Versuchsarbeit, die er im Mechanisch-technischen Laboratorium der Münchener Hochschule durchgeführt hat. Hierüber hielt er unter dem Titel „Die Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten“ einen glänzenden Vortrag auf der Tagung des Deutschen Eisenbau-Verbandes 1922. Schachenmeier konnte nachweisen, daß die von anderer Seite gegen die Nietverbindungen der Eisenkonstruktionen und bezüglich der Nebenspannungen erhobenen Bedenken unberechtigt sind und daß die Zähigkeit des Flußeisens und seine Verfestigungsfähigkeit bei Dauerbelastungen einen hohen Sicherheitsfaktor bilden. Mit dieser von echtem Forschergeist getragenen Arbeit hat er die Tradition Bauschingers an der Münchener Hochschule fortgeführt. In späteren Aufsätzen machte er die deutsche Fachwelt mit wichtigen amerikanischen und englischen Dauerversuchen über die Arbeitsfestigkeit des Flußeisens bekannt, die seine Versuchsergebnisse bestätigten und ergänzten.

Die Kenntnis des Materials und die sichere Beherrschung der Statik machen aber allein noch nicht den wahren Bauingenieur aus; es muß das konstruktive Gefühl und das praktische Können hinzutreten. Dies wußte Schachenmeier genau, und so hat er sich während der Zeit an der Münchener Hochschule fortlaufend auch mit der Lösung bedeutender Bauaufgaben befaßt. Als seine Arbeit über den Kabelwindverband sehr großer Hängebrücken in Amerika angegriffen wurde, schuf er kurzerhand mit erstaunlicher Energie einen eigenen Entwurf für die Hudson-Brücke in New York, der sein konstruktives Können glänzend offenbarte und die Möglichkeit großer Materialersparnis gegenüber den amerikanischen Entwürfen nachwies. Er hat diesen Entwurf wie eine Anzahl seiner späteren Arbeiten in der „Bautechnik“[1]) veröffentlicht. Weiter entstanden in den letzten Jahren prächtige Wettbewerbentwürfe für Hängebrücken über den Neckar bei Mannheim und über den Rhein bei Köln-Mülheim.[2]) Er war schließlich einer der ersten Fachleute für Hängebrücken in Europa. Es war daher auch begreiflich, daß ihm die Stadt Köln im Sommer 1927 die Prüfung der statischen Berechnungen und der Konstruktionszeichnungen für die

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 23; 1926, Heft 41; 1927, Heft 37.
[2]) Ebenda 1927, Heft 11, S. 138.

Ausführung ihrer neuen Hängebrücke übertrug. So sollte er nach langer Pause zum ersten Male wieder an einer großen Bauausführung mitwirken, und es war ein tragisches Geschick, daß er sich mit dieser Arbeit nur noch in den ersten Anfängen auf dem Krankenlager befassen konnte.

Sucht man nach dem Kennzeichnenden für Schachenmeier als Fachmann, so war es zweifellos die Vereinigung von scharfem theoretischen Denken und hohem konstruktiven Können. In dieser Hinsicht nahm er in seinem engeren Fachgebiet eine führende Stellung ein. Gerade hierin lag auch seine Bedeutung für die Ausbildung der jungen Bauingenieure. Hiervon wird auch seine letzte größere Arbeit Zeugnis ablegen, die Neubearbeitung des Abschnittes „Brückenbau" in dem demnächst erscheinenden Bande III der Jubiläumsausgabe der „Hütte". Er hat darin eine wissenschaftlich und praktisch ausgezeichnete Darstellung aller konstruktiven Fragen der eisernen Brücken gegeben, die ein bleibendes Vermächtnis für die Fachwelt bilden wird.

Die glückliche Verbindung von Statiker und Konstrukteur war begründet in Schachenmeiers doppelter Veranlagung: auf der einen Seite theoretischer Scharfsinn und eine ausgesprochene mathematisch-naturwissenschaftliche Begabung, auf der anderen eine schöpferische, ja fast künstlerische Gestaltungskraft. Letzten Endes entsprang diese Vereinigung aus der ganzen Art seines Wesens: einmal die tiefe Gründlichkeit, der Ernst, der sich zuweilen bis zur Verzagtheit und zur Schwermut steigerte, und sodann wieder die lebendige Schaffenslust, die fast kindliche Fröhlichkeit, die Freude an allem Schönen der Erde und seine ungewöhnliche musikalische Begabung.

Diese Züge seines Wesens, verbunden mit der Vornehmheit seiner Gesinnung, mit der Lauterkeit seines Charakters, mit seiner Güte und Offenheit machten ihn für alle, die ihm nahe standen, zu dem liebenswerten, unvergeßlichen Gefährten. So wird sein Bild in den Herzen der Seinen, der Freunde und der Schüler fortleben, wie sein Name einen Ehrenplatz in der technischen Wissenschaft behalten wird.

München. H. Spangenberg.

Alle Rechte vorbehalten.

Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno.

Von Dr.-Ing. **Franz Faltus**, Pilsen ČSR.

Im Herbst 1926 wurde vom litauischen Verkehrsministerium ein internationaler Wettbewerb für die Aufstellung eines Entwurfes einer ständigen Straßenbrücke in Kowno ausgeschrieben. Das Ergebnis wurde in der „Bautechnik" 1927, Heft 17, S. 257, schon kurz mitgeteilt und auch

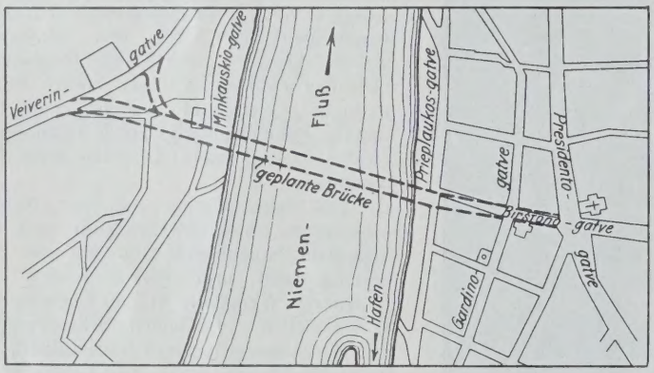


Abb. 1. Lageplan.

ein Bild des mit dem zweiten Preise ausgezeichneten Entwurfes veröffentlicht. Im folgenden soll nun der mit dem ersten Preise bedachte Entwurf der A.-G. vorm. Skodawerke in Pilsen beschrieben werden.

Ausschreibung. Die ziemlich eingehenden Ausschreibungsbedingungen legten die Achse der Brücke als Verlängerung der Birtono-gatve eindeutig fest (Abb. 1, Übersichtsplan). Für die Wahl der Höhe der Nivellette war die Forderung maßgebend, daß die Brücke auch die beiden Uferstraßen mit Lichtweiten von rd. 20 m und Unterführung einer elektrischen Straßenbahn überbrücken sollte. Die Konstruktionsunterkante der eigentlichen Strombrücke sollte 11 m über Nullwasser liegen (Abb. 2, Längsschnitt). Die Brückenbreite war für zwei Straßenbahngleise, vier Wagenspuren und zwei seitliche Gehwege von je 3 m Breite zu bemessen. Die Wahl des Baustoffes und der Konstruktion der Brücke war den Entwerfenden vollständig freigestellt, doch war zu beachten, daß der Niemenfluß ein schiff- und floßbarer Strom ist und daß die Konstruktionshöhe zur Vermeidung großer Erdarbeiten tunlichst eingeschränkt werden muß. Die lichte Weite der ersten Öffnung an der Seite der Birtono-gatve war entsprechend dem Schiffsverkehr zum Hafen mit mindestens 60 m zu bemessen, in Brückenmitte eine bewegliche Öffnung mit 20 m lichter Weite und 11 m lichter Höhe über Hochwasser vorzusehen.

Die Bodenverhältnisse, die durch eine Reihe von Sonden belegt waren (Abb. 2), sind als ziemlich ungünstig zu bezeichnen. Als Nutzlast der Brücke waren vorgeschrieben: 500 kg/m² gleichmäßig verteilte Belastung, eine 23-t-Dampfwalze oder zwei Reihen Straßenbahnwagen von 18 t, zwei Reihen Autos von 9 t, Rest Menschengedränge. Für die Bemessung der Fahrbahn war überdies ein 26-t-Anhängegüterwagen vorgeschrieben.

Von den zulässigen Inanspruchnahmen sei nur zur Kennzeichnung der Verhältnisse angeführt:

Eisenbeton (1 : 2 : 4) Biegedruckbeanspruchung bei Bogen- und Rahmenkonstruktionen, Handelszement 50 kg/cm², hochwertiger Zement 60 kg/cm², Eisenbewehrung St 37 1000 kg/cm², St 48 1250 kg/cm². Eiserne Konstruktionen aus Flußstahl St 37 (bezw. hochwertigem Baustahl St 48) bei Spannweiten bis 10 m 1000 kg/cm² (bezw. 1600 kg/cm²), bei Spannweiten von 80 m 1200 kg/cm² (bezw. 1800 kg/cm²), welche Spannungen bei Einbeziehung der Windkräfte um 20 % erhöht werden durften.

Vorentwürfe. Die Vorstudien zu dem Entwurf der Skodawerke führten zu drei verschiedenen Entwürfen, die in Abb. 3a, b, c angedeutet sind. In allen drei Entwürfen wird die Überbrückung der beiden Uferstraßen mit vollwandigen Balkenträgern durchgeführt und die Strombrücke als statisch bestimmtes Tragwerk ausgebildet, um den ungünstigen Gründungsverhältnissen Rechnung zu tragen. Der Entwurf a sieht vollwandige Gerberträger von etwa 65 m vor, die in der Mitte durch eine Hubbrücke von 20 m Lichtweite unterbrochen werden. Die Umrißlinien des Bauwerkes sind sehr ruhig und geschlossen. Die bewegliche Öffnung wird durch die vier schlanken Hubpfeiler kräftig betont, ohne daß jedoch die wagerechte Linie unterdrückt wird. Für die Ausführung einer Hubbrücke sprach vor allem der Umstand, daß bei den gegebenen Verhältnissen nur eine Hubhöhe von 6 m zu überwinden war und daß im Gegensatz zu einer Klappbrücke nur sehr schlanke Pfeiler notwendig waren.

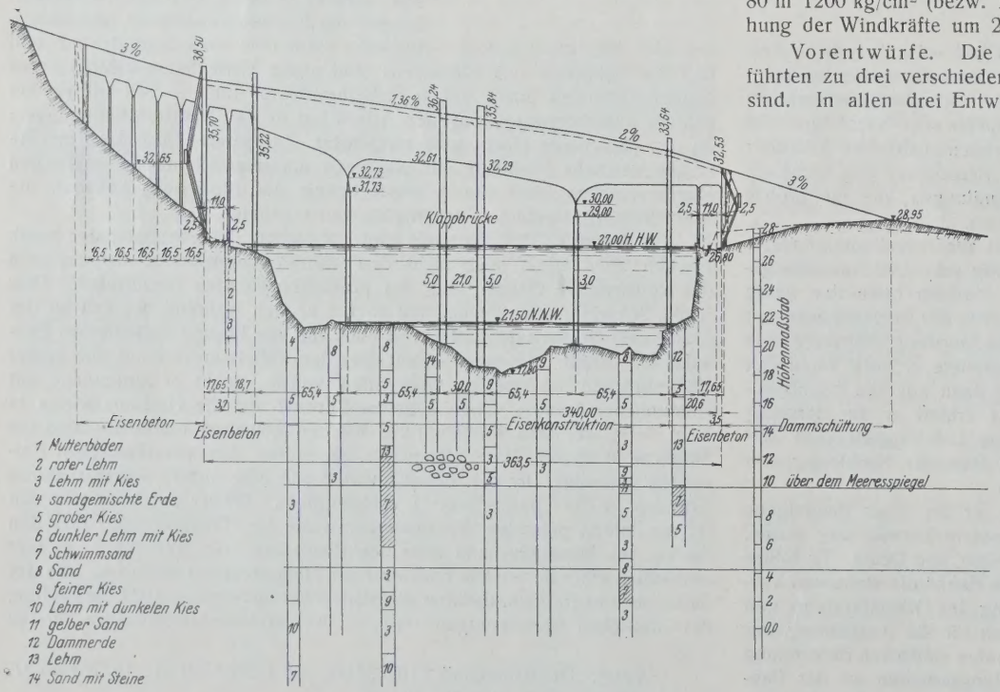


Abb. 2. Längenprofil der Brücke und geologischer Querschnitt.

Der Entwurf b zeigt zwei vollwandige Zweigelenkbogenbrücken mit Zugband von etwa 135 m Stützweite und eine zweiflüglige Klappbrücke in der Mitte.

Bei dem dritten Entwurf ist das Streben, die Pfeilerzahl tunlichst einzu-

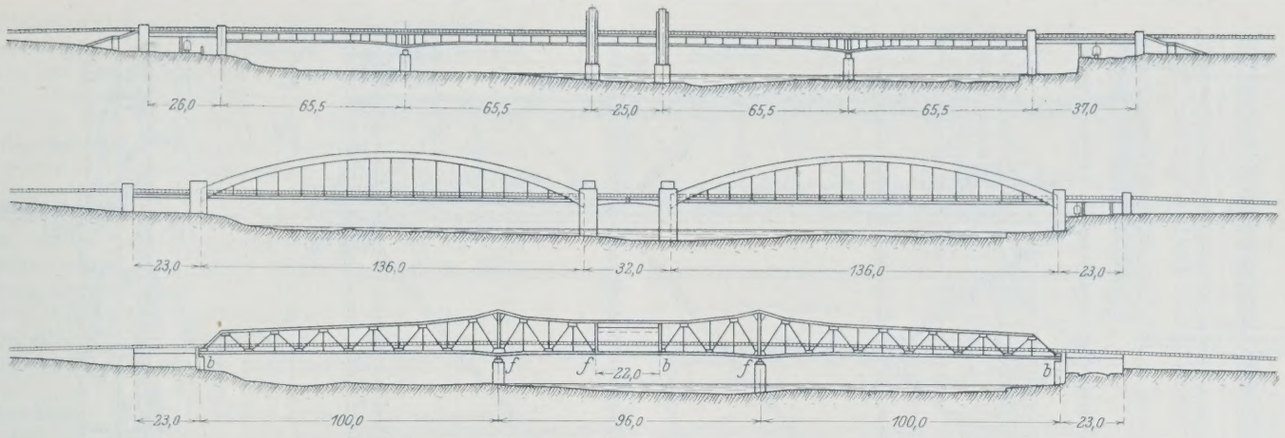


Abb. 3. Vorentwürfe a, b u. c.

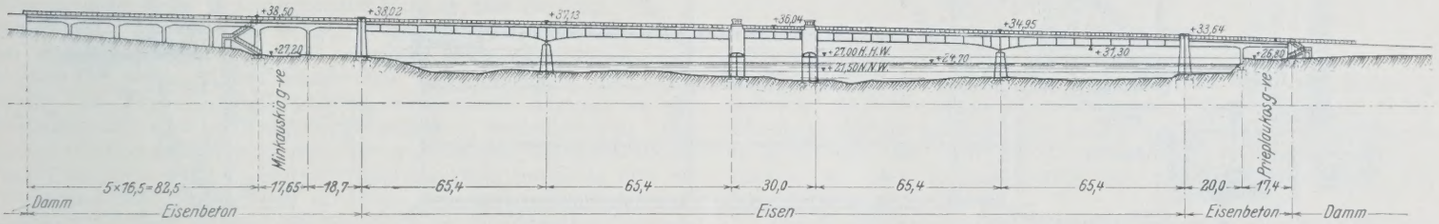
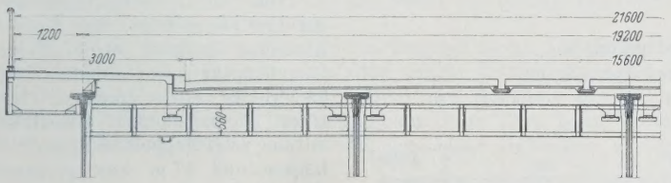
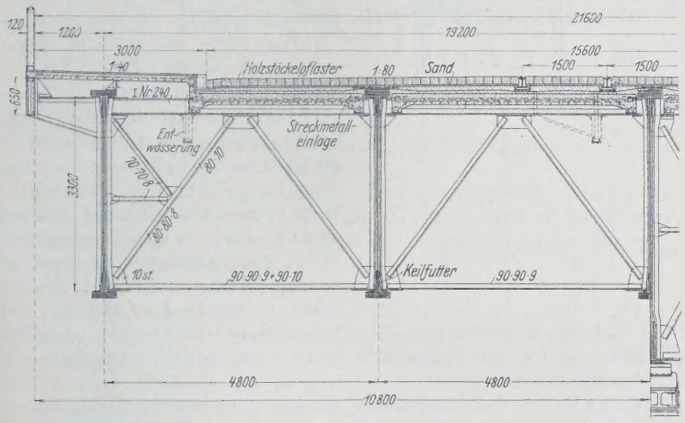


Abb. 4. Gesamtansicht.



a) Zwischenquerträger.



b) Lastverteilender Querträger.

Abb. 5a u. b. Querschnitte der festen Brücke.

schränken, aufs äußerste getrieben. Der Entwurf (Abb. 3c) weist zwei mächtige Fachwerkträger von 110 m Stützweite auf, die mit ihren Kragarmen von 37 m Länge im Mittelfeld eine Hubbrücke tragen. Der Antrieb ist in den beiden Endpfosten bezw. auf der Plattform, die die Kragträger verbindet, gelagert. Der Bewegungsmechanismus ist trotz der Notwendigkeit, die gegenseitige Beweglichkeit der Kragenden durch einseitige Belastung berücksichtigen zu müssen, nicht umständlich. An dem Entwurf läßt sich vom Schönheitsstandpunkte verschiedenes aussetzen, bezüglich der Kosten ist er jedoch den übrigen überlegen, wie folgende Zusammenstellung zeigt:

Entwurf:	Eisengewicht (geschätzt)	Zahl der Strompfeiler	Breite der Schiffahrtöffnungen
a)	3150 t	4	4 × 60 m + 20 m
b)	4500 t	2	2 × 130 m + 20 m
c)	3330 t	2	2 × 100 m + 96 m.

Hierbei ist zu beachten, daß die Pfeiler des Entwurfes c) einfach und schlank ausfallen würden, da sie keinerlei mechanische Teile aufzunehmen haben. Als besonderer Vorteil vom hydrologischen und schiffahrttechnischen Standpunkte ist noch zu buchen, daß drei annähernd gleich große Öffnungen entstehen und nicht, wie in den übrigen Entwürfen, gerade die Mitte des Stromes durch zwei mächtige Pfeiler verstellt wird. Die Anordnung des Entwurfes c) ist meines Wissens noch nicht ausgeführt worden.

Wettbewerbentwurf. Von den beschriebenen drei Entwürfen wurde nach sorgfältigem Abwägen der Vor- und Nachteile der Entwurf a) zur genaueren Bearbeitung bestimmt. Maßgebend waren besonders ästhetische Rücksichten, da es sich doch um eine Brücke im Weichbilde einer Stadt handelt. Die hoch aufstrebenden Tragwerke der Entwürfe b) und c) hätten in das intime Bild der Stadt in flacher Landschaft sicherlich einen Mißton gebracht, während gerade das Unterstreichen der Wagerechten ihrem Charakter zuträglich schien. Um das Bild des flachen Bandes noch mehr hervortreten zu lassen, wurde auch von der Anordnung einer Hubbrücke abgesehen und eine Klappbrücke vorgeschlagen und so dem Entwurf ein noch ruhigeres Aussehen gegeben.

Den Einreichungsentwurf zeigen Abb. 2, 4 bis 8. Es ist zu ihnen nicht viel hinzuzufügen. Für die Höhenlage der Fahrbahn waren nicht die Schiffahrtöffnungen maßgebend, sondern die Höhenlage der rechten Uferstraße, deren Überbrückung zu der etwas ungewohnten Linienführung der Nivellette zwang (Abb. 2). Die Wahl einer Konstruktion mit Fahrbahn „oben“ war indes bei tunlichster Einschränkung der Konstruktionshöhe in den ersten Feldern nicht allzu schwierig. Für die Überbrückung der Uferstraßen wurde Eisenbeton gewählt, um ein Ausklingen der Eisen-

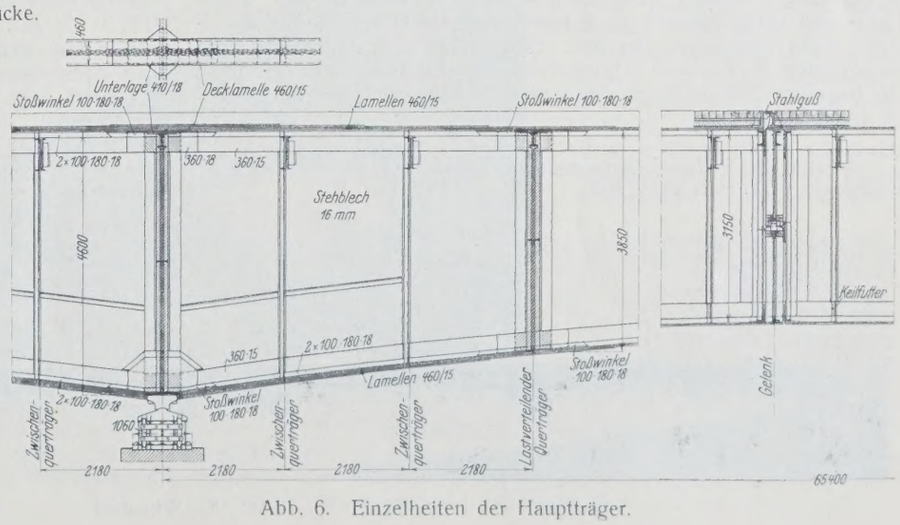


Abb. 6. Einzelheiten der Hauptträger.

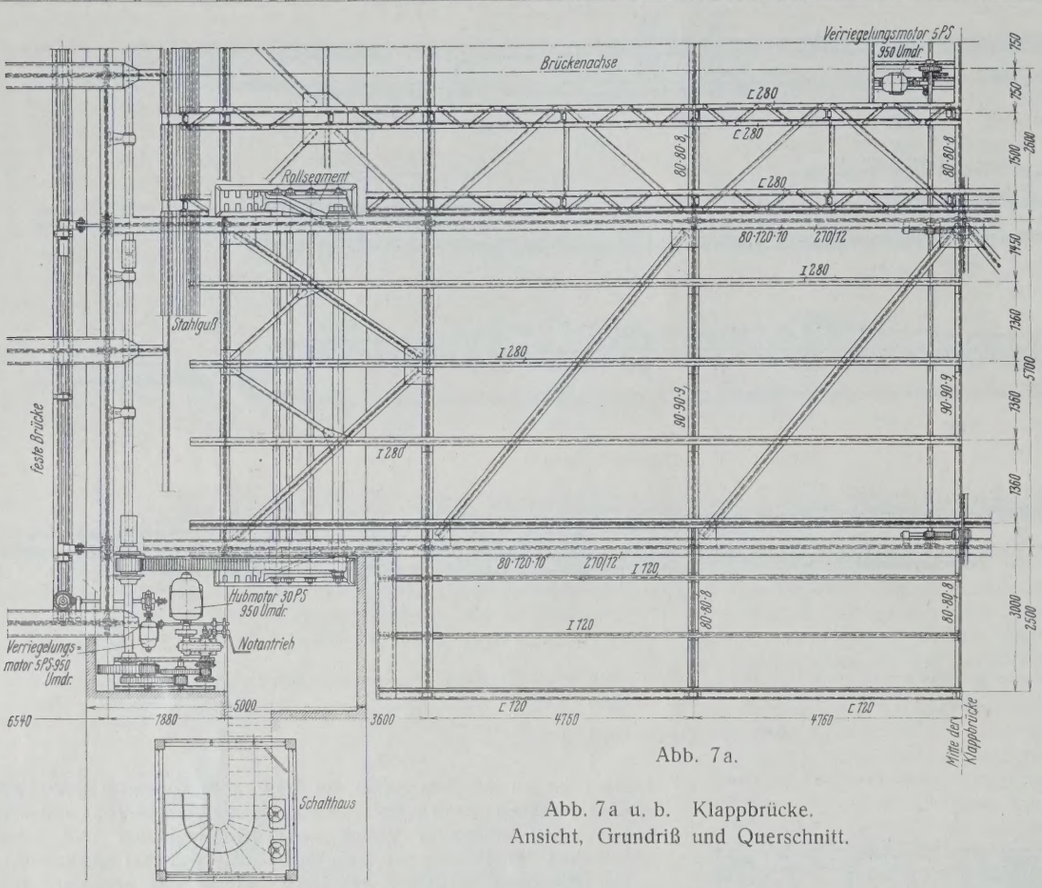


Abb. 7a.

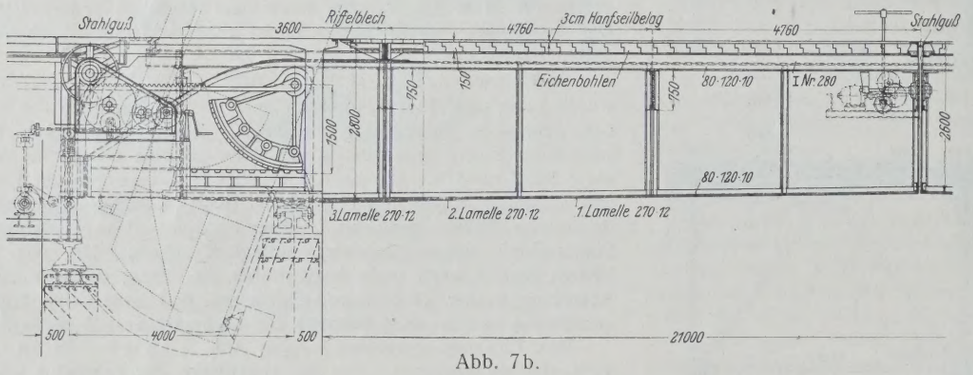


Abb. 7b.

Abb. 7a u. b. Klappbrücke.
Ansicht, Grundriß und Querschnitt.

konstruktion an die Umgebung zu erreichen. Die eigentliche Strombrücke bilden vier Felder von 65,4 m Spannweite mit vollwandigen Gerberträgen und einem kleinen Mittelfelde mit einer Klappbrücke. Im Querschnitt der festen Brücke sind fünf Hauptträger angeordnet, die durch kräftige Querverbindungen zusammengefaßt werden, deren lastverteilende Wirkung berücksichtigt wurde.[1]) Die Eisenbetonfahrbahntafel ist auf einem Quer- und Längsträgerrost so gelagert, daß die Obergurte der Hauptträger nicht umschlossen werden. Dies bringt den Vorteil, daß eine Besichtigung (z. B. zwecks Erneuerung von Nieten) ohne Zerstörung der tragenden Fahrbahnkonstruktion möglich ist und nur der Magerbeton zu entfernen ist.

[1]) Siehe Dr. Faltus, Lastverteilende Querverbindungen, „Der Bauingenieur" 1927, Heft 46, S. 853.

Die Zahl der Hauptträger wurde auf fünf festgesetzt, um trotz beschränkter Bauhöhe nicht zu große Lamellenpakete zu erhalten. Das Gewicht ist etwas günstiger als das einer entsprechenden Konstruktion mit nur zwei (doppelwandigen) Hauptträgern und 17 m weit gespannten Querträgern. Auch die Anstrichfläche ist kleiner, so daß die Anordnung wohl als günstig zu bezeichnen ist.

Die Höhe der 16 mm starken Stehbleche wächst von 2,1 m auf 4,6 m. Trotz der großen Höhe sind nur lotrechte Stehblechstöße angeordnet worden; dort, wo die Höhe die üblichen Abmessungen übersteigt, sind wagerechte, geschweißte Stöße vorgesehen. Diese Schweißnähte kommen in wenig beanspruchte Teilen des Stehbleches zu liegen und können daher auch bei Brückenbauten zugelassen werden. Es wurde überdies vorgeschlagen, diese Schweißung im Walzwerk vornehmen zu lassen, so daß die Möglichkeit eines nachträglichen Ausglühens der Naht bestehen würde.

Die Fahrbahn der Klappbrücke ist aus 3 cm starken Hanfseilmatten auf durchtränkten Holzbohlen gebildet. Die allgemeine Anordnung des Trägergerippes der nach Scherzer-Bauart entworfenen Klappbrücke zeigt Abb. 7. In geschlossenem Zustande stützt sich das Gegengewichtsende jeder Klappe gegen kräftige Querträger der festen Brücke, die auf dem Klappbrückenpfeiler ihr festes Lager hat. Der nach aufwärts gerichtete Stützdruck wird selbst bei Versagen des mittleren Riegelmechanismus mit Sicherheit aufgenommen, so daß eine besondere Verankerung der festen Brücke in den Pfeilern überflüssig ist. Die Antriebvorrichtungen sind in dem vom Bedienungshause zugänglichen Pfeilerkeller hochwasserfrei gelagert.

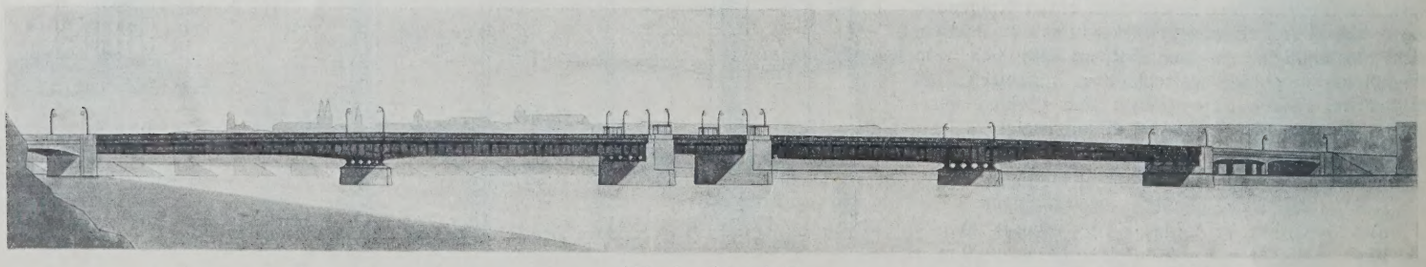


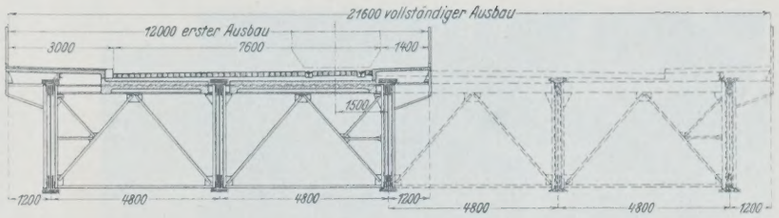
Abb. 8. Schaubild.

Die Gründungsarbeiten und die Eisenbetonkonstruktionen der Landöffnungen und Zufahrtrampen zur Veiveriu-gatve wurden von der Firma Dyckerhoff & Widmann, Biebrich a. Rh., entworfen. Diese Firma beteiligte sich gemeinsam mit den Skodawerken an dem Wettbewerb. Die Rahmenkonstruktionen sind auf Eisenbetonpfählen gegründet, während die Herstellung der Strompfeiler in offenen Baugruben mit Larssen-Spundwänden geplant war. Die Pfeiler sind bis auf die tragfähigen Kiesschichten geführt. Die in größerer Tiefe vorhandenen Schwimmsandpartien wurden als unwesentlich erachtet, da sie nicht angeschnitten werden und gegen Bewegungen durch große Überlagerung geschützt sind.

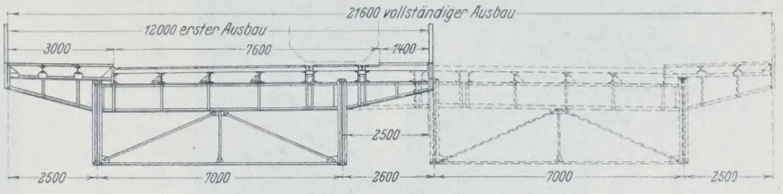
Die architektonische Ausgestaltung der Brücke, deren Gesamtansicht Abb. 8 bringt, beschränkte sich auf die verständige Einordnung der Einzelheiten in den Hauptgedanken des Entwurfes.

Teilweiser Ausbau. Die vorstehend beschriebene Brücke würde die Erfüllung des Verkehrsprogramms der Stadt Kowno auf lange Zeit hinaus bedeuten. Ein Brückenbau muß, wenn er nicht durch den wachsenden Verkehr bald überholt werden soll, für stärkeren Verkehr berechnet sein, als es den augenblicklichen Bedürfnissen entspräche. Ihre Leistungsfähigkeit ist daher in der ersten Zeit ihres Bestehens nicht ausgenutzt, das Kapital, das sie vorstellt, also schlecht angelegt. Nur die Schwierigkeiten einer nachträglichen Verstärkung, besonders aber einer Verbreiterung zwingen zu solchen Verschwendungen. Einen besonderen Vorteil verspricht also ein Brückensystem, das den Ausbau in dem erforderlichen Maße gestattet und sich ohne wesentliche Mehrkosten dem wachsenden Verkehr anpassen läßt. Besonders bei Geldmangel wird es sehr zu begrüßen sein, wenn es gelingt, Kapital nur in dem unumgänglichen Ausmaße zu binden, die Beistellung der Mittel für spätere Bedürfnisse auch späteren Zeiten vorzubehalten.

Die für die Straßenbrücke in Kowno vorgeschlagene Anordnung der Hauptträger und der Fahrbahn gestatten einen Ausbau in mehreren Etappen. In Abb. 9 ist der Vorgang unter der Annahme geschildert, daß für den jetzigen Verkehr der Stadt Kowno eine 12 m breite Brücke mit einem Straßenbahngleis und zusammen 4,5 m Gehwegen genüge.



a) Feste Brücke.



b) Klappbrücke.

Abb. 9a u. b. Teilweiser Ausbau.

Die Erweiterung auf die endgültige Breite geschieht ohne Verkehrsstörung und ohne die Fahrbahn des ersten Ausbaues in irgend einer Weise zu berühren, so daß nur der Beton des schmalen Gehweges als Abfallmaterial zu gelten hat. Soll auch die Klappbrücke in zwei Etappen aufgestellt werden, so wäre es zweckmäßig, ihre Hauptträgerentfernungen mit 7,0 + 2,6 + 7,0 m zu wählen.

Der Eisenaufwand für die ganze Brücke beträgt nach dem Gewichtsausweis 2740 t; [2]) für den ersten Ausbau sind nur 1630 t erforderlich, so daß die augenblickliche Ersparnis reichlich 40 % betragen würde. Der Ersparnis an Material stehen nur die nicht sehr beträchtlichen Mehrauslagen für die mehrmalige Einrichtung der Baustelle für die späteren Etappen entgegen, so daß die Wirtschaftlichkeit des Vorschlages gegeben scheint.

[2]) Die oben angegebenen Gewichte umfaßten auch die ursprünglich in Eisen gedachten Landöffnungen.

Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Schaper.**

(Schluß aus Heft 1.)

9. Oderbrücke bei Frankfurt a. O., Gleis Frankfurt a. O.—Reppen (Abb. 12).

Der Betrieb wurde während des Umbaues eingleisig über das Gleis Reppen—Frankfurt a. O. geführt. Die elf neuen, 39,4 m weitgestützten Überbauten wurden unter Benutzung der alten gehobenen Überbauten als Montagegerüste aufgestellt. Baustoff: St 48.

10. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln (Abb. 13).

Der neue Überbau, der an die Stelle des alten, aber auf neuen, anders gestellten Pfeilern errichtet wurde, zeigt abgestufte Parallelträger. Die Stützweite des Stromüberbaues beträgt 59,2 m. Der Betrieb wurde während des Umbaues über eine Notbrücke geleitet. Baustoff: St Si.

11. Zweigleisige Saalestrombrücke bei Bernburg (Abb. 14).

Die acht neuen eingleisigen Überbauten über den vier Hauptöffnungen haben unter der Fahrbahn liegende Parallelfachwerkträger mit mittiger Lagerung auf den Zwischenpfeilern (Abb. 14). Die Stützweite beträgt 34 m. Baustoff: St 37.

Abb. 14. Zweigleisige Saalestrombrücke bei Bernburg.

12. Zweigleisige Saaleflutbrücke bei Bernburg (Abb. 15).

Diese Brücke hat ganz ähnliche neue Überbauten wie die unter 11 genannte erhalten; auch der Baustoff ist der gleiche. Die Stützweite jeder der zehn eingleisigen Überbauten beträgt 33,5 m.

13. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Ahr bei Sinzig, Strecke Köln—Koblenz.

Ein zweigleisiger, 78 m weit gestützter Überbau mit tiefliegender Fahrbahn ist an die Stelle eines gewölbten Viaduktes mit sieben Öffnungen von je 9,5 m Lichtweite getreten. Für die Wahl eines solchen Überbaues waren wirtschaftliche und betriebliche Gründe ausschlaggebend. Baustoff: St 48.

14. Ravennaviadukt im Schwarzwald (Abb. 16 u. 17).

Hier ist man in der Wahl der Bauweise den umgekehrten Weg wie bei der unter 13 genannten Brücke gegangen. Der alte eiserne Viadukt (Abb. 16) ist durch einen steinernen Viadukt (Abb. 17) ersetzt worden. Er liegt in der Geraden neben dem alten, der in einer Krümmung lag. Die Krümmungsverhältnisse an dieser Stelle der Strecke sind durch den Neubau des Viaduktes wesentlich verbessert worden.

15. Eingleisiger Überbau über die Drage bei Kreuz[4]) (Abb. 18).

Erster aus Siemens-Martin-Siliziumstahl hergestellter Überbau. Inbetriebnahme 2. April 1927. Stützweite 38 m.

16. Muldenbrücke bei Döbeln (Abb. 19).

Der am 11. November 1927 in Betrieb genommene eingleisige Überbau

[4]) S. „Die Bautechnik" 1927, Heft 46.

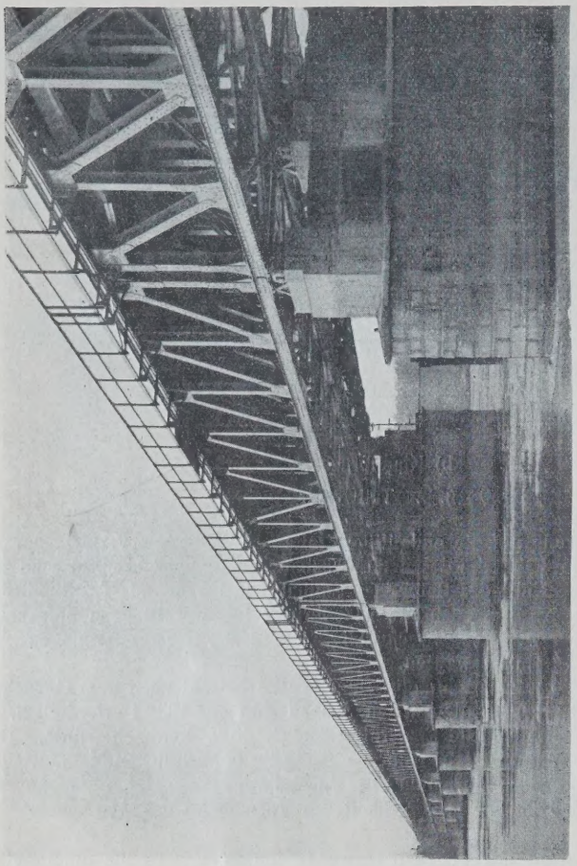


Abb. 12. Oderbrücke bei Frankfurt a. O.

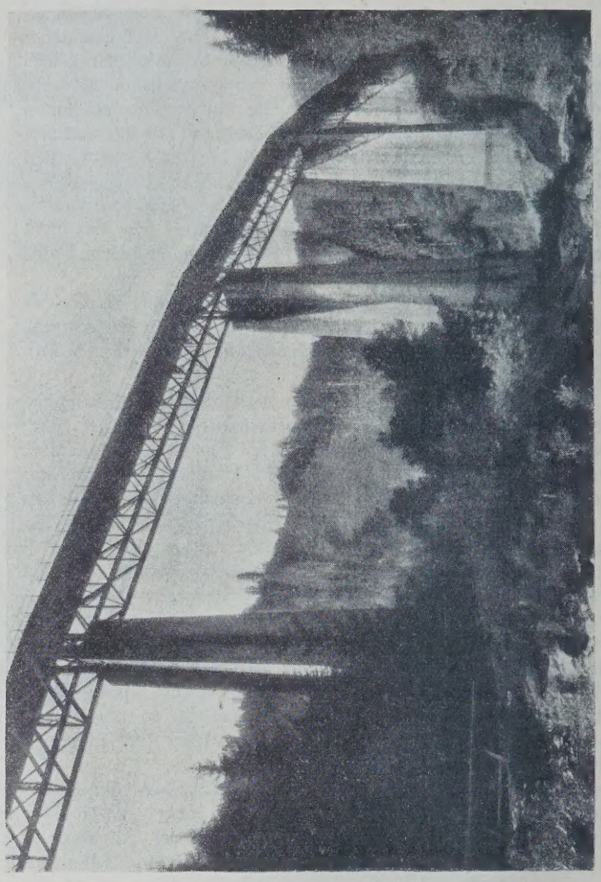


Abb. 16. Alter Ravennaviadukt.

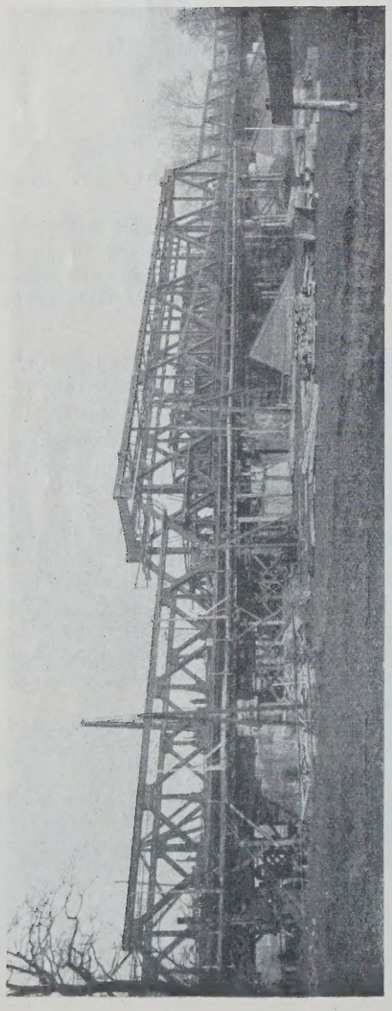


Abb. 13. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln.

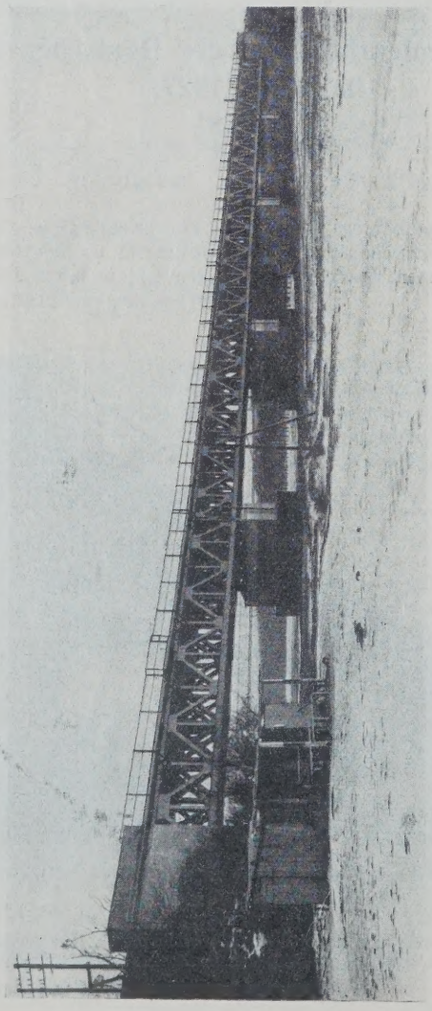


Abb. 15. Zweigleisige Saaleflutbrücke bei Bernburg.

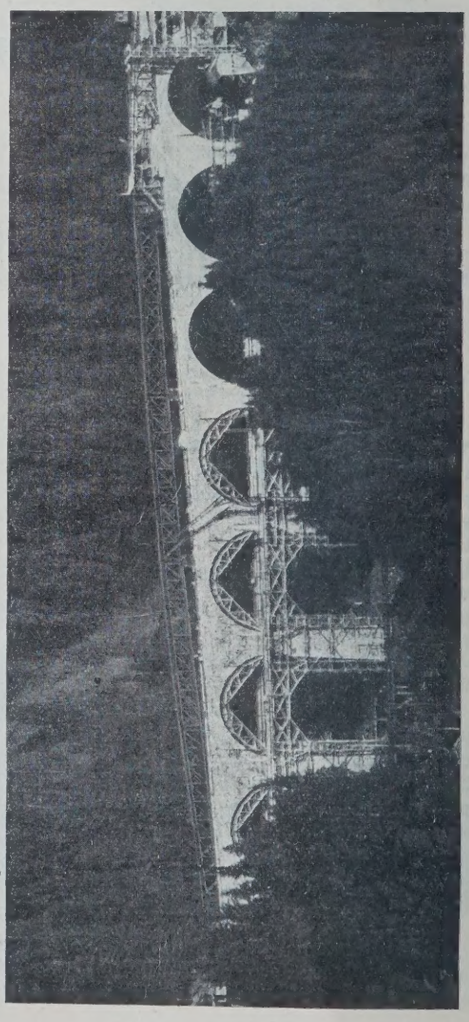


Abb. 17. Neuer Ravennaviadukt, im Hintergrunde der alte Viadukt.

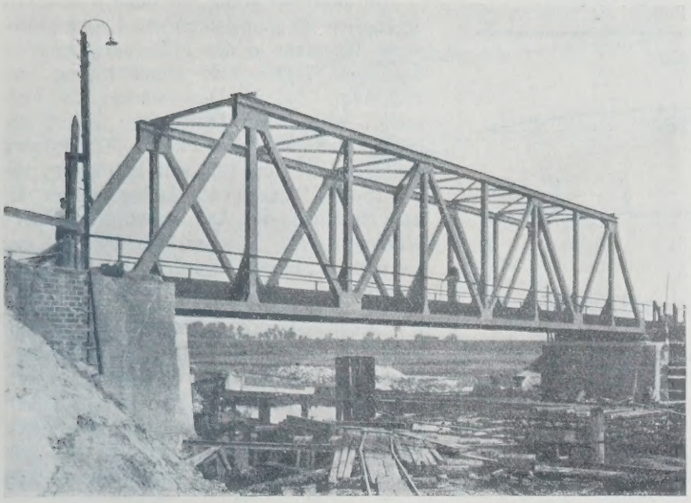


Abb. 18. Dragebrücke bei Kreuz.

ist der erste aus Boßhardt-Siliziumstahl hergestellte. Seine Hauptträger laufen ohne Gelenke über drei Öffnungen durch. Die Stützweiten betragen 27,3, 27,9 und 27,3 m.

17. Zweigleisige Eisenbahnbrücke über die Westoder bei Stettin (Abb. 20).

Diese Brücke wurde im Anfang des vergangenen Jahres fertiggestellt. Die Stützweiten der einzelnen Überbauten betragen 60, 120 und 60 m. Über den Bau der Brücke ist im Heft 1 der „Bautechnik" 1927 schon das Nötige gesagt. Baustoff: St 48.

An beweglichen Brücken, deren zu schwache Überbauten durch neue und mit modernen Bewegungsvorrichtungen ausgerüstete ersetzt wurden, seien genannt die Drehbrücke über die Oder in Stettin und die Huntedrehbrücke bei Elsfleth.

Bei den eisernen neuen Überbauten wurden die Schienenstöße in der Regel geschweißt oder durch Exzenterbolzen ganz dicht zusammen geschlossen, um die dynamische Beanspruchung der Überbauten herabzumindern.

Für Brücken und Ingenieurhochbauten wurden im Jahre 1927 im ganzen rd. 95 000 t eingebaut, davon in St 37 45 800 t, in St 48 36 700 t und St Si 12 500 t.

Die bei den Bauten mit Siliziumstahl gemachten Erfahrungen sind im allgemeinen günstig. Schwierigkeiten, die sich anfangs beim Bilden des Schließkopfes der Niete ergaben, können als überwunden angesehen werden. Die Schweißbarkeit des Siliziumstahles ist nur gering; deshalb

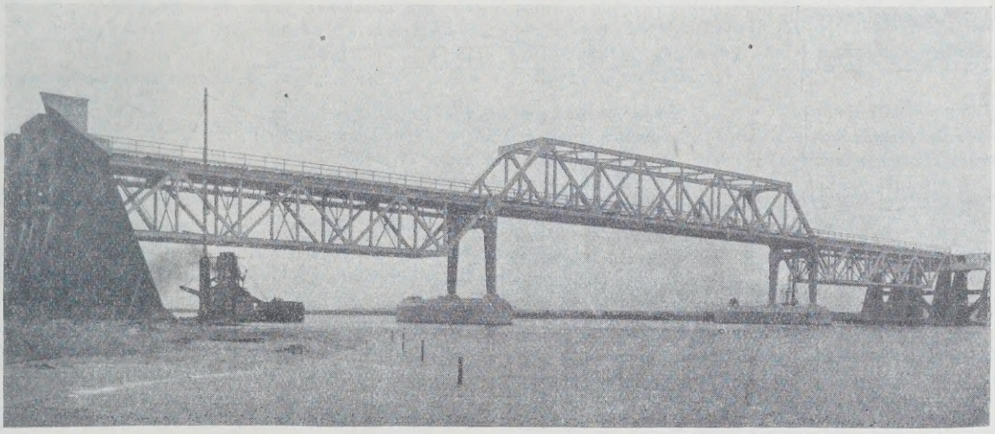


Abb. 20. Brücke über die Westoder bei Stettin.

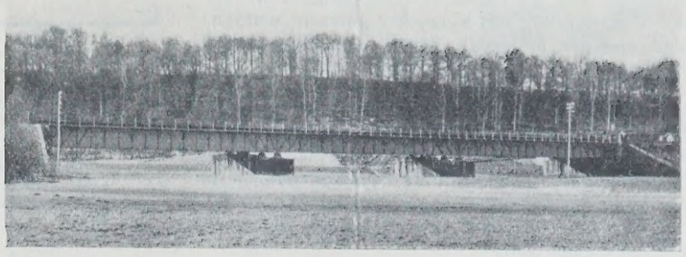


Abb. 19. Muldenbrücke bei Döbeln.

ist es auch nötig, beim Gießen der Kokillen aufzupassen, daß sich keine Überlappungen bilden, die sich beim Auswalzen mit dem anderen Stoff nicht zusammenschweißen. Es gewinnt den Anschein, daß der Siliziumstahl für mittlere und große Brücken und Ingenieurhochbauten der gegebene Baustoff ist. Sollten sich die Hoffnungen, die man auf ihn setzt, weiter erfüllen, so wird er den St 48 bald verdrängen. Es ist nicht ausgeschlossen, daß der Siliziumstahl unsere Brückenbauanstalten wieder wettbewerbsfähig im Auslande machen wird. Das Ausland hat offenbar großes Interesse an dem deutschen Siliziumstahl. Die ostchinesischen Eisenbahnen und die Schweizerischen Bundesbahnen haben bereits Brücken in deutschem Siliziumstahl im Bau. Die Sowjetunion hat die Absicht, zwei neue große vereinigte Eisenbahn- und Straßenbrücken über den Dnjepr in deutschem Siliziumstahl zu bauen. Dem Vernehmen nach soll auch in den Vereinigten Staaten von Nordamerika die Absicht bestehen, den amerikanischen Siliziumstahl, der unserem St 48 sehr ähnlich ist, zu verlassen und zum deutschen Siliziumstahl überzugehen.

Der 10-t-Boßhardt-Ofen im Werke Gröditz der Lauchhammer Akt.-Ges. wird für einen größeren Fassungsraum umgebaut, da sich gezeigt hat, daß die Heizstoffe bei dem Fassungsraum von 10 t nicht voll ausgenutzt werden können. Die Frage, ob der Siliziumstahl aus dem Boßhardt-Ofen oder aus dem Siemens-Martin wirtschaftlicher und besser ist, ist noch nicht entschieden.

Die besten der beim Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungs- und eines Schwingungsmessers eingereichten und mit höheren Geldpreisen ausgezeichneten Apparate sind von den Erfindern nach den Anregungen des Preisrichterausschusses teilweise verbessert und weiter auf ihre Zuverlässigkeit geprüft worden. Auch das Reichsbahn-Zentralamt hat neuerdings einen Spannungsmesser konstruiert und bauen lassen, der den Anforderungen an einen zuverlässigen Apparat zu entsprechen scheint. Es besteht die berechtigte Hoffnung, daß bald je ein wirklich geeigneter und zuverlässiger Spannungs- und Schwingungsmesser zur Verfügung stehen wird. Dann sollen sofort die dynamischen Untersuchungen der eisernen Brücken beginnen.

Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Maier-Leibnitz,** Stuttgart.

(Schluß aus Heft 1.)

Versuch III. Der dem Versuch unterworfene Träger zeigt dieselbe Anordnung wie der des Versuches II (s. Abb. 3). Verwendet wurden dabei die Stäbe B und E, für die gilt:

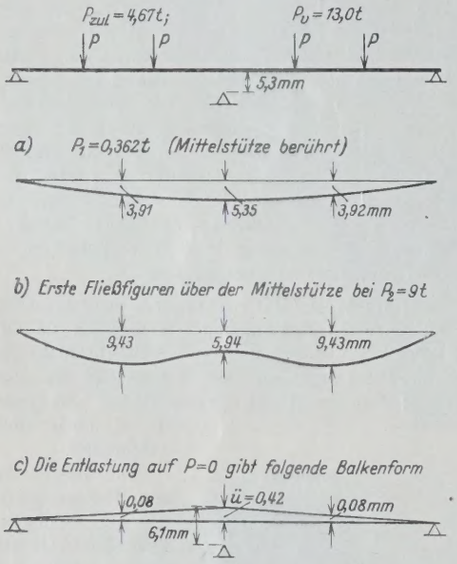
Stab	F in cm²	J in cm⁴	W in cm³	σ_s in t/cm²
B	21,6	902	112	3,05
E	22,0	936	116	2,70

Zur Bestimmung der Senkung der Mittelstütze wurde der Versuchsträger auf zwei Auflager im Abstande von 4,80 m frei aufgelegt und in der Mitte mit einer Last von 1 t belastet. Die Durchbiegung von zwei Meßstellen in 200 mm Abstand von der Mitte gegenüber zwei Punkten über den Auflagern ergab sich dabei zu 5,84 mm. Bei der Durchführung des Versuches wurde die Mittelstütze soweit gesenkt, daß zwischen der Unterfläche des Balkens und der Auflagerplatte ein Abstand von 5,30 mm (also etwas größer, als in der Zusammenstellung Nr. 1 angegeben ist)

entstand. Die wichtigsten Beobachtungen, die bei der Durchführung des Versuches gemacht wurden, sind aus der folgenden Zusammenstellung Nr. 3 zu ersehen:

Da auch bei diesem Versuch zuerst Fließfiguren über der Mittelstütze entstanden, trat auch hier eine bleibende Überhöhung, d. h. eine Balkenkrümmung nach oben ein. Die Durchbiegungen in der Mitte der Balkenöffnungen sind in der Abb. 7 aufgetragen. Sie sind bis zu einer Laststufe $P = 12$ t gemessen.

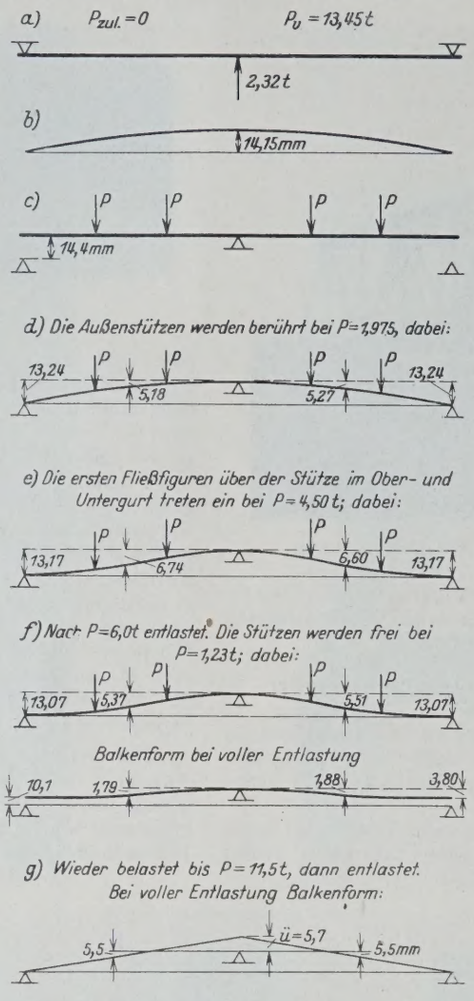
Versuch IV. Dieser Versuchskörper zeigte ebenfalls dieselbe Bauart wie die der Versuche II und III (Abb. 3). Verwendet wurden dabei die Stäbe C und D, für die gilt:



d) Bei $P_3 = 10{,}5$ t sind bei allen Einzelträgern an den äußeren Lastangriffspunkten Fließfiguren sichtbar.

e) Bei $P_v = 13{,}0$ t seitliches Ausweichen des äußeren Trägers bei einem der äußeren Lastangriffspunkte.

Zusammenstellung Nr. 3.
Darstellung des Hauptversuches III.



h) Bei P=11,5 t sind bei allen Einzelträgern an den äußeren Lastangriffspunkten Fließfiguren sichtbar (an einer Stelle zuerst bei 9,25 t)

i) Bei $P_v = 13{,}45$ t seitliches Ausweichen zwischen den Lastangriffspunkten.

Zusammenstellung Nr. 4.
Darstellung des Hauptversuches IV.

In ähnlicher Weise wie beim Versuch III ergab sich für den Balken von 4,80 m Stützweite bei einer in der Mitte aufgebrachten Last von 2,32 t eine Durchbiegung von 14,15 mm. Bei der Durchführung des Versuches wurde die Mittelstütze derart gehoben, daß die obere Fläche der mittleren Auflagerplatte um 14,4 mm höher lag, als die oberen Flächen der Auflagerplatten an den Balkenenden. Die wichtigsten Beobachtungen, die bei der Durchführung des Versuches gemacht wurden, zeigt die folgende Zusammenstellung Nr. 4.

Auch hier zeigt sich (siehe bei g), daß nach Belastung bis $P = 11{,}5$ t bei der Mittelstütze selbsttätig eine dauernde Überhöhung $\ddot{u} = 5{,}7$ mm eintritt. Der nach oben gekrümmte Träger kann sich an der Mittelstütze so weit senken, daß er dort erst versagt, nachdem an der Stelle des größten

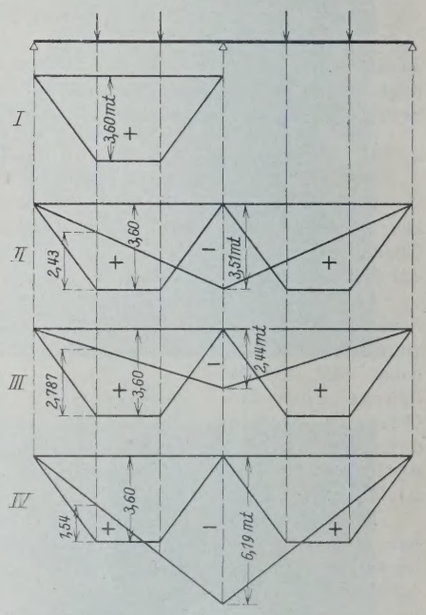


Abb. 8.
Momentenflächen bei $P = 4{,}50$ t.

Stab	F in cm²	J in cm⁴	W in cm³	σ_s in t/cm²
C	21,7	891	110	2,83
D	21,6	877	108	2,66

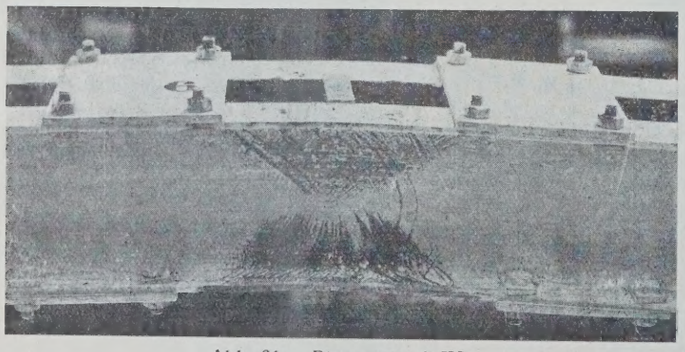


Abb. 6b. Biegeversuch IV.

Feldmomentes unzulässig große Verformungen eingetreten sind, die eine weitere Verwendung des Trägers als Bauteil ausschließen. Den Träger nach dem Versuch zeigen die Abb. 6a und 6b. Dauernd verformt hat er ungefähr dasselbe Aussehen wie die Träger der Versuche II und III. Die bei der Durchführung des Versuches in der Mitte der Balkenöffnungen gemessenen Durchbiegungen sind in der Abb. 7 zusammen mit den der anderen drei Versuche aufgetragen.

Vergleich der Werte P_v der Versuche II, III und IV.

Aus dem vorhergehenden folgt, daß gilt:

	Versuch III	Versuch II	Versuch IV
$P_v =$	13,00	13,10	13,45 t
$W =$	228	211	218 cm³
$\sigma_s =$	2,88	2,51	2,75 t/cm²

Obwohl, was Widerstandsmoment und Streckgrenze anbelangt, der im Versuch III geprüfte Träger die größten Werte aufweist, hat er doch die kleinste Kraft P_v ergeben. Dies scheint davon herzurühren, daß durch die künstliche Senkung der Mittelstütze die für das Versagen des

Abb. 6a. Biegeversuch IV.

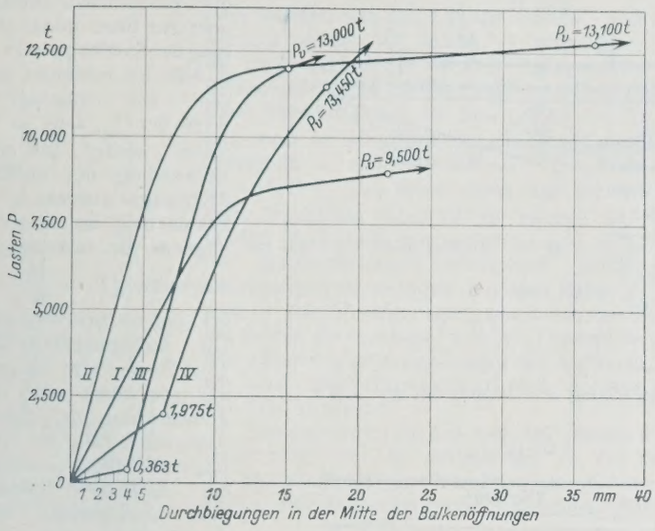


Abb. 7.

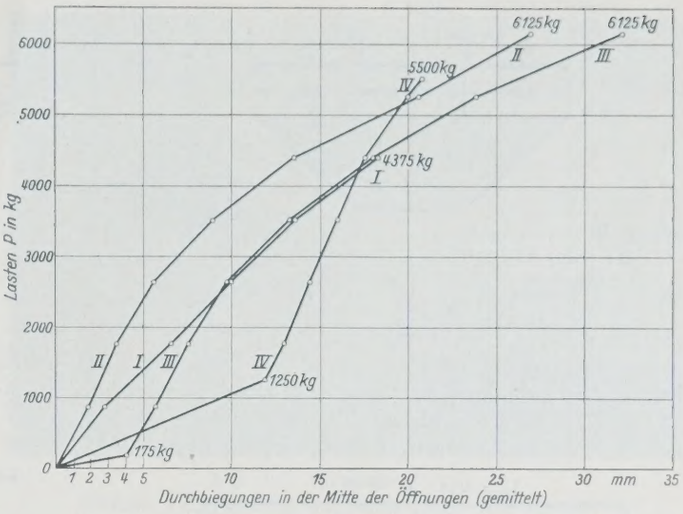


Abb. 15. Belastung und Durchbiegung. Versuch I—IV.

Trägers maßgebenden Feldmomente mit dem Anwachsen der Lasten P rascher wachsen, als in den beiden anderen Fällen. Daß im Falle II in der Nähe der Gebrauchslasten die Feldmomente am größten sind, zeigt die folgende Zusammenstellung der Momentenflächen (Abb. 8), die für den Fall berechnet sind, daß auf alle vier Träger Lasten von $P = 4{,}50$ t wirken. Für die Berechnung der Momente gilt: Im Falle I ergibt sich $M_F = 0{,}80 \cdot 4{,}50 = 3{,}60$ tm. Im Falle II ist die beobachtete Stützensenkung gleich 0,47 mm. Unter Benutzung der vor Anstellung des Versuches III (siehe dort) gefundenen Werte ergibt sich bei Berücksichtigung der tatsächlichen Trägheitsmomente durch diese Stützensenkung eine Verminderung des Stützenmomentes um 0,091 tm, so daß dieses, wie in Abb. 8 eingetragen ist, zu $-3{,}51$ tm wird. Im Falle III ist die beobachtete Mittelstützensenkung = 5,68 mm, was einer Verminderung des Stützenmomentes von 1,16 tm entspricht, so daß dieses sich zu $-2{,}44$ tm ergibt.

Im Falle IV ist die beobachtete Überhöhung der Mittelstütze 13,17 mm. Dem entspricht unter Berücksichtigung der oben unter Versuch IV angegebenen Werte eine Erhöhung des Stützenmomentes um 2,59 tm, so daß dieses sich zu $-6{,}19$ tm ergibt.

Bemerkenswert ist noch die folgende mit dem Vorhergehenden zusammenhängende Beobachtung beim Versuch IV. Von der Laststufe $P = 11{,}5$ t an, bei der überall Fließfiguren unter den äußersten Lastangriffspunkten am Obergurt erschienen waren, erweiterte sich deren Bereich bei wachsender Last den inneren Lastangriffspunkten zu, bis P_v ungefähr mit dem Erscheinen der Fließfiguren in deren Nähe eintrat.

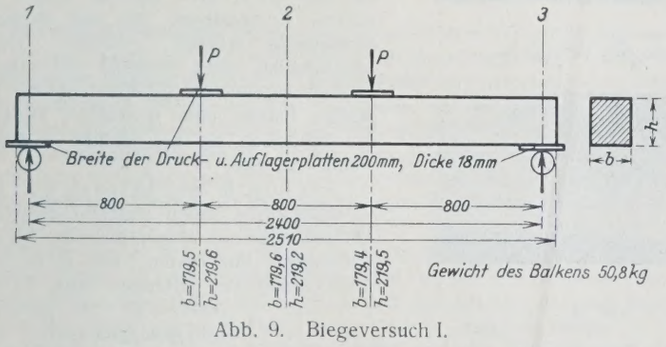


Abb. 9. Biegeversuch I.

Bei den oben erwähnten Vorversuchen wurde bei der gleichen Versuchsanordnung wie bei den beschriebenen Hauptversuchen nur je ein I-Träger NP 16 verwendet. Zu diesem wurde der Stab A benutzt, für den gilt: $F = 21{,}0$ cm², $J = 818$ cm⁴, $W = 103$ cm³, mittleres $\sigma_s = 3{,}10$ t/cm².

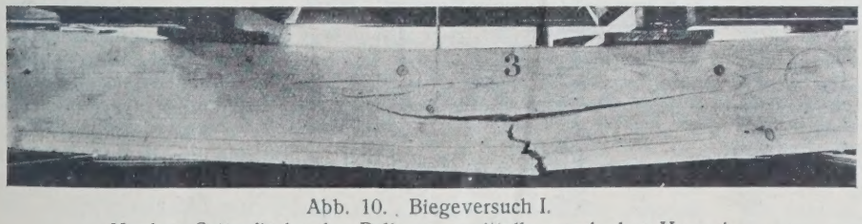


Abb. 10. Biegeversuch I.
Vordere Seitenfläche des Balkens unmittelbar nach dem Versuch.

Der Träger bog sich beim Erreichen von $P = 3{,}90$ t langsam seitlich aus. Er wurde deshalb entlastet und an den Auflagerstellen einseitig unterlegt. Nach mehrmaliger Wiederholung dieses Vorgehens war es möglich, die Belastung bis $P = 4{,}65$ t zu steigern. Beim Hauptversuch I wurde mit zwei I-Trägern ein $P_v = 9{,}5$ t erreicht, dabei war das gesamte Trägheitsmoment $J = 1793$ cm⁴ und die mittlere Streckgrenze $\sigma_s = 2{,}94$ t/cm². Berücksichtigt man, daß die P_v den Werten der J und der σ_s proportional sind, so erhält man aus dem P_v des Vorversuches das des Hauptversuches zu $\frac{4{,}65 \cdot 1793 \cdot 2{,}94}{818 \cdot 3{,}10} \approx 9{,}6$ t. Man sieht daraus, daß man unter günstigen Umständen auch mit einfachen Trägern zu einem richtigen Ergebnis P_v kommen kann. Da solche Ergebnisse aber nicht unter allen Umständen gewährleistet werden können und sie bei dem zweiten Vorversuch (entsprechend Hauptversuch II) herbeizuführen überhaupt nicht gelang, wurden die Versuche durchweg in der beschriebenen Weise mit gekuppelten Trägern durchgeführt.

Zusammenfassung.

Auf Grund der Versuche und ihrer vorstehend gegebenen Deutung läßt sich für die den Versuchen zugrunde gelegte Belastung des durchlaufenden Trägers mit zwei gleichen Öffnungen schließen, daß 1. kleinere Stützensenkungen ohne Einfluß auf die Tragfähigkeit sind, 2. daß nicht das Stützenmoment für die Tragfähigkeit maßgebend ist, sondern ein Feldmoment, das zu $P \cdot l/4$ statt zu $P \cdot l/3$, dem bisherigen Werte eines Stützenmoments, angenommen werden darf.

Weiter ist zu vermuten, daß bei durchlaufenden Trägern mit auf die ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt bei beliebigen Verhältnissen von p und q nur diejenigen maßgebenden Biegungsmomente für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend sind, die sich nach der bisherigen Theorie günstigstenfalls durch Stützensenkungen erzielen lassen. Dadurch ergeben sich z. B. beim Träger mit zwei gleichen Öffnungen, wie schon Mohr a. a. O. nachgewiesen hat, Ersparnisse am Biegungsmoment von 16 bis 31 %, je nach der Größe des Verhältnisses von p zu q.

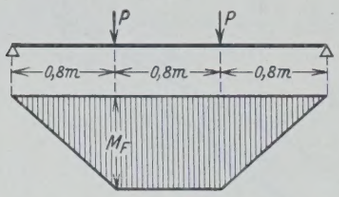
Weiter erscheint es notwendig, bei der Wahl und Auswahl der Trägerarten (z. B. zwischen einfachen und durchlaufenden Balken, Gelenkbalken) und der Trägersysteme bewußt auf die Möglichkeit der Selbsthilfe des plastischen Baustoffs (Baustahl) Rücksicht zu nehmen und sich diese zur Verbilligung der Konstruktionen dienstbar zu machen. Diese Forderung wurde in letzter Zeit auch von Grüning in seiner Schrift über die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung ausgesprochen. Hier klärend mitzuwirken, wäre sicher eine dankbare Aufgabe eines deutschen Ausschusses für Versuche im Eisenbau.

B. Versuche mit Holz.

Zu diesen Versuchen wurden zwei Balken aus Fichtenholz verwendet, von denen der eine rd. 7,5 m, der andere 10 m lang war. Die Balken waren auf allen Seiten gesägt. Sie erfuhren keine weitere Bearbeitung. Ihr Querschnitt betrug ungefähr 18×22 cm, wies also ungefähr dieselbe Tragfähigkeit wie ein I NP 16 auf.

Das Versuchsprogramm, das nach denselben Gesichtspunkten aufgestellt wurde, wie das der unter A beschriebenen Versuche mit Baustahl, geht aus der Zusammenstellung Nr. 5 hervor. Es sind darin auch die wichtigsten Versuchsergebnisse eingetragen. Die eingeschriebenen Werte z beziehen sich auf die Mittelstützen, bei denen

Fall I.



mittleres $W = 1440$ cm³

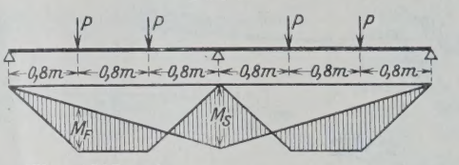
$P_{zul} = 1{,}8$ t,

denn $M_{max} = M_F = 0{,}8 \cdot 1{,}8 = 1{,}44$ tm

$\sigma = \frac{144}{1440} = 0{,}1$ t/cm²

$P_{Bruch} = 5{,}925$ t; $\frac{P_{Bruch}}{P_{zul}} = \frac{5{,}925}{1{,}80} = 3{,}29$

Fall II.



mittleres $W = 1507$ cm³

$P_{zul} = 1{,}884$ t,

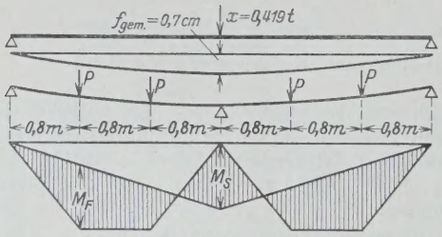
denn $M_{max} = M_s = -0{,}8 \cdot 1{,}884 = -1{,}507$ tm

$\sigma = \frac{150{,}7}{1507} = 0{,}1$ t/cm²

$P_{Bruch} = 7{,}0$ t; $\frac{P_{Bruch}}{P_{zul}} = \frac{7{,}0}{1{,}884} = 3{,}71$

Zusammendrückung $z = 16$ mm bei $P = 6{,}1$ t

Fall III.



mittleres $W = 1507$ cm³

$P_{zul} = 2{,}51$ t,

denn $M_s = -\frac{2{,}51}{1{,}88} \cdot 1{,}507 + \frac{0{,}419 \cdot 4{,}8}{4} = -1{,}507$ tm

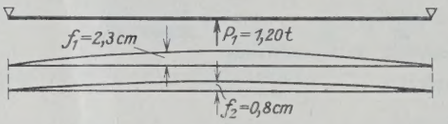
$M_F = 0{,}8 \cdot 2{,}51 - {}^1/_3 \cdot 1{,}507 = 1{,}507$ tm; $\sigma = \frac{150{,}7}{1507} = 0{,}1$ t/cm²

$P_{Bruch} = 6{,}25$ t; $\frac{P_{Bruch}}{P_{zul}} = \frac{6{,}25}{2{,}51} = 2{,}49$

Die Mittelstütze wird berührt bei $P = 0{,}175$ t

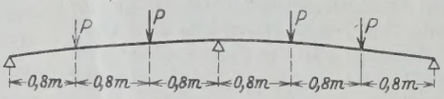
Zusammendrückung $z = 18$ mm bei $P = 6{,}1$ t

Fall IV.



$f_1 + f_2 = 2{,}3 + 0{,}8 = 3{,}1$ cm

$P_1 + P_2 = 1{,}2 \cdot \frac{3{,}1}{2{,}3} = 1{,}618$ t; $M = \frac{1{,}618 \cdot 4{,}8}{4} = 1{,}942$ tm



mittleres $W = 1444$ cm³

$\sigma = \frac{194{,}2}{1444} = 0{,}135$ t/cm²

$P_{zul} = 0$ t

$P_{Bruch} = 6{,}0$ t; $\frac{P_{Bruch}}{P_{zul}} = \frac{6{,}0}{0}$

Die Außenstützen werden berührt bei $P = 1{,}25$ t

Zusammendrückung $z = 17$ mm bei $P = 5{,}5$ t

Zusammenstellung Nr. 5. Vier Biegeversuche mit Holzbalken etwa 18 × 22 cm.

Abb. 11. Biegeversuch II.
Mittlerer Teil der vorderen Seitenfläche (Laststellen *b*, *c* und *d*) am Ende des Versuches.

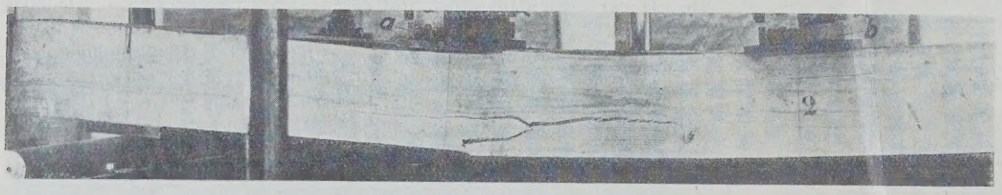


Abb. 12. Biegeversuch III.
Vordere Seitenfläche unmittelbar nach dem Versuch (Laststellen *a* und *b*).

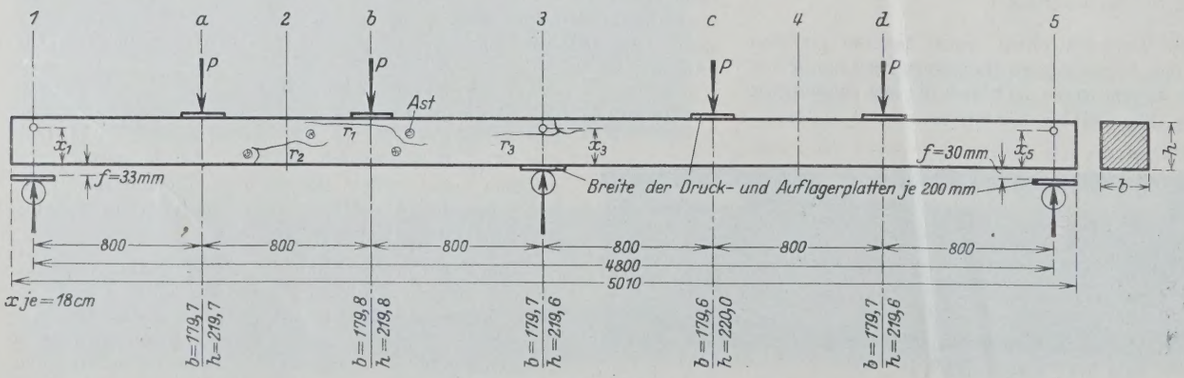


Abb. 13. Biegeversuch IV.

die Zusammendrückungen quer zur Faser durch Messung der Strecke $x_3 = 18$ cm (s. Abb. 13) bestimmt wurden. Die eingetragenen Werte der P_{zul} sind so berechnet worden, daß unter Verwendung des üblichen Rechnungsverfahrens für die Bestimmung der Momente nirgends die zulässige Beanspruchung $\left(\sigma = \frac{M}{W}\right)$ von 0,1 t/cm² überschritten wird. Die Auflagerplatten sind 18 × 20 cm, also so groß, daß von ihnen unter Zugrundelegung der Reichsbahnvorschriften für Holztragwerke (BH) innerhalb des zulässigen Bereichs eine Auflagerkraft von $18 \cdot 20 \cdot 15$ kg = 5,4 t übertragen werden kann.

Zu den einzelnen Versuchen ist folgendes zu bemerken:

Versuch I. Die Abmessungen des Versuchskörpers und die Art des Aufbringens der Lasten ist aus Abb. 9 zu ersehen. Durch den Versuch wurden außer der Last $P_b = 5{,}925$ t, bei der der Bruch des Balkens eintrat (Bruchbild s. Abb. 10), die senkrechten Verschiebungen der auf der oberen Balkenfläche befindlichen Punkte 1, 2 und 3 gegenüber einem über dem Balken angebrachten Meßtisch bestimmt. Die Durchbiegungen des Punktes 2 (der Balkenmitte) sind in der Abb. 15 aufgetragen. Sie wurden bis zu der Laststufe 4,375 t gemessen. Die der Bruchlast entsprechende rechnungsmäßige Biegungsspannung von 0,329 t/cm² ist kleiner als der Wert, den man im Mittel bei kleinen Probestäben, die auf Biegung beansprucht werden, erwartet. Diese Beobachtung steht übrigens mit älteren Versuchsergebnissen im Einklang, die bei ganzen Balken eine wesentlich kleinere Bruchfestigkeit als bei kleinen astfreien Stäben ergaben.

Versuch II und Versuch III. Die Versuchskörper haben ungefähr dieselben Abmessungen und zeigen dieselbe Art des Aufbringens der Lasten, wie in der für den Versuch IV geltenden Abb. 13 angegeben ist. Die mittleren Widerstandsmomente betrugen bei den Stäben der Versuche II und III je 1510 cm³. Bei dem Versuch II wurden gleich hohe Stützen verwendet, bei dem Versuch III wurde die Mittelstütze gesenkt. Die rechnerisch ermittelte Last von 0,419 t (s. Zusammenstellung Nr. 5) hatte in der Mitte des Gesamtbalkens von 4,80 m Stützweite unmittelbar nach Aufbringen der Last eine Durchbiegung von 7,05 mm ergeben, die nach einer Lastdauer von

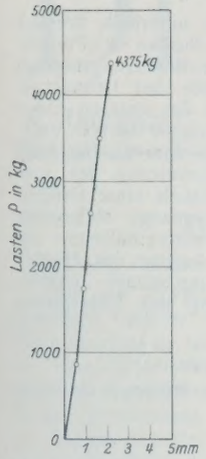


Abb. 16a. Gemittelte Auflagersenkungen beim Versuch I.

zwei Stunden sich auf 7,38 mm erhöhte. Vor dem Versuch wurde der Balken so aufgelagert, daß am mittleren Auflager zwischen Auflagerplatte und Balkenunterfläche ein Abstand von 6 mm blieb. Beim Versuch II trat der Bruch bei $P_b = 7$ t ein, und zwar in der Nähe der inneren Laststelle c (Bruchbild s. Abb. 11). Beim Versuch III war $P_b = 6{,}25$ t. Der Bruch ergab sich so, wie aus dem Bruchbilde Abb. 12 zu ersehen ist. Die beiden Versuchen entsprechenden, in der Mitte der Balkenöffnungen (vermittelt) gemessenen Durchbiegungen bezogen auf die Achse 1 — 5 sind in Abb. 15 aufgetragen, zusammen mit denen der Balken der Versuche I und IV. Die entsprechenden Zusammendrückungen z an den Auflagern, die wie oben angegeben ermittelt sind, ergeben sich aus Abb. 16b bis d.

Bemerkenswert ist, daß auch bei Versuch II der Bruch nicht über der Mittelstütze, an der Stelle des rechnungsmäßig größten Moments, eintrat. Infolge der beobachteten großen Zusammendrückung

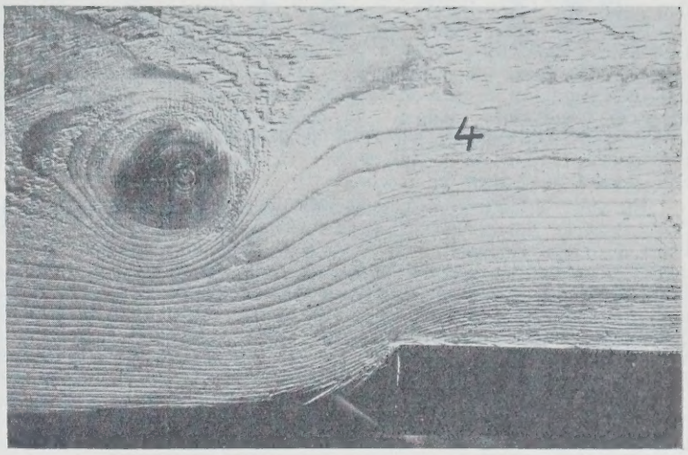


Abb. 14. Biegeversuch IV.
Mittlere Auflagerplatte unmittelbar nach dem Versuch.

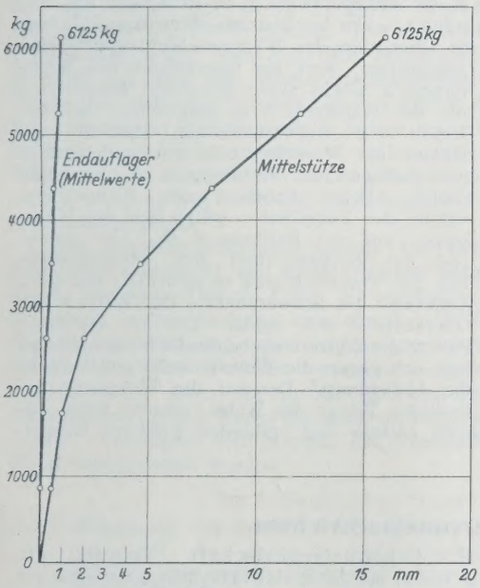


Abb. 16b.
Zusammendrückungen beim Versuch II.

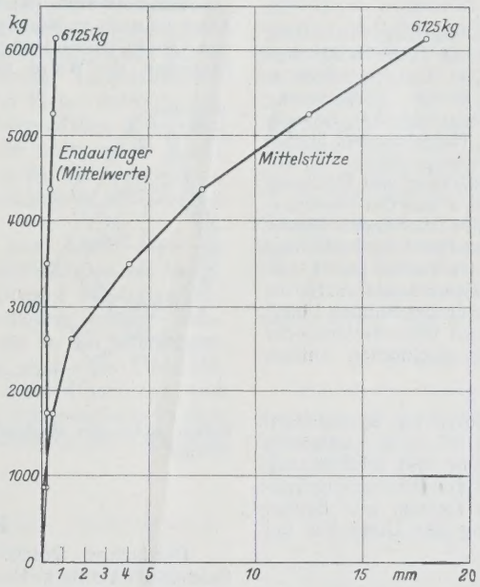


Abb. 16c.
Zusammendrückungen beim Versuch III.

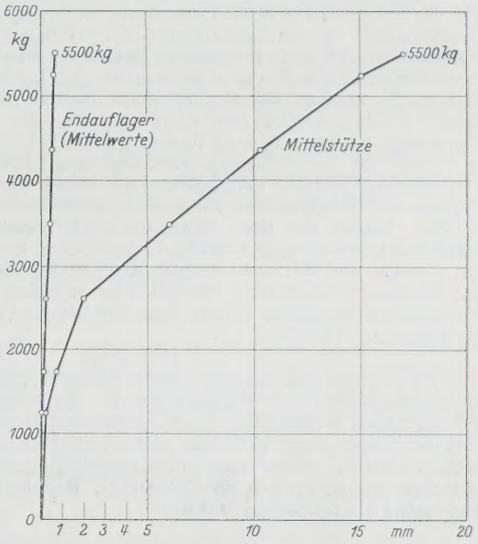


Abb. 16d.
Zusammendrückungen beim Versuch IV.

hat sich dort die Stabachse gesenkt, so daß auch beim Versuch II ungewollt ein Zustand eintrat, der erst beim Versuch III beabsichtigt war. Infolge der selbsttätigen Senkung entstand also auch bei dem durchlaufenden Holzbalken auf gleich hohen Stützen eine Art Selbsthilfe, bei der eine Verminderung des Stützenmoments auf Kosten des Feldmoments eintrat. Zu beachten ist, daß durch die verhältnismäßig großen Auflagerplatten namentlich an der Mittelstütze eine Änderung des Momentenbildes eintritt, die ebenfalls von einem gewissen Einfluß auf den Bruchzustand ist. Aus der Tatsache, daß P_b beim Versuch II sich größer ergab als beim Versuch III, lassen sich bei der Verschiedenheit des anatomischen Aufbaues des Holzes keine zwingenden Schlüsse ziehen. Es scheint aber festzustehen, daß der durchlaufende Träger dem einfachen keinesfalls unterlegen ist und daß bei ihm sich mit künstlichen Stützensenkungen praktisch keine Vorteile erreichen lassen.

Versuch IV. Die Versuchsanordnung und die Abmessungen des Versuchskörpers zeigt Abb. 13. Zunächst wurde der Balken auf zwei Auflagern im Abstande von 4,80 m gelagert und in der Mitte mit 1,2 t belastet, eine Last, der für den ganzen Balken eine Beanspruchung von 0,1 t/cm² entspricht. Dabei fand sich als Durchbiegung in der Mitte 22,3 mm (nach zwei Stunden 23,7 mm). Um den Einfluß der auf die Größe der Bruchlast vermindernd wirkenden Zusammendrückung an der Mittelstütze auszuschalten, wurde die Senkung der Außenstützen um die Hälfte der schätzungsweise zu erwartenden Zusammendrückung auf im Mittel 31,5 mm (s. Abb. 13) erhöht. Damit wurde kurz vor dem Bruch eine Hebung der Stabachse angestrebt, der allein eine Balkenbeanspruchung von 0,1 t/cm² (= der zulässigen Beanspruchung) entspricht. Eine Minute nach dem Aufbringen der Last $P = 6$ t entstand der Riß r_1, dann Riß r_2, hierauf brach der Balken bei r_3 (Abb. 13). Ein anschauliches Bild der starken Zusammendrückung an der Mittelstütze gibt Abb. 14. Aus dem Versuch IV kann geschlossen werden, daß erst sehr starke Senkungen der Außenstützen einen durchlaufenden Holzbalken gefährden. Immerhin ist aber im Gegensatze zu den Balken aus Baustahl mit der Möglichkeit einer Zerstörung des Balkens über der Mittelstütze zu rechnen.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 10. Januar ausgegebene Heft 1 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Zum Beginn des 10. Jahrgangs. — Dr.-Ing. H. Bahn: Das Heim eines Baukünstlers. — Dipl.-Ing. H. Rühle: Die Kriegsbeschädigten-Siedlung in Berlin-Wilhelmshagen. — Neue Möbel.

Die Grenzbrücke über den Niagara. Zwischen Bridgeburg auf seinem westlichen und Buffalo auf seinem östlichen Ufer bildet der Niagara die Grenze zwischen Kanada und den Vereinigten Staaten, zwischen der Provinz Ontario und dem Staate New York. Zwischen die amerikanischen Eisenbahnen auf der einen und die kanadischen auf der anderen Seite schiebt sich ein etwa 1200 m langes Stück mit der Niagarabrücke ein, das der International Bridge Company, einer Tochtergesellschaft der Kanadischen Staatsbahnen gehört. Auf kanadischer Seite laufen vier Gleise der Staatsbahn und drei der Michigan Central-Eisenbahn in eins zusammen, das in 580 m Länge über die Brücke führt. Der Mittelpfeiler des 107 m langen ausschwingbaren Teils dieser Brücke steht genau auf der Grenze der beiden Staaten. Auf der Ostseite mündet das Gleis auf die Squaw-Insel aus, die, gegen 370 m breit, auf der einen Seite vom Niagara, auf der anderen vom Erie-Kanal begrenzt wird. Über diese Insel führt die Eisenbahn mit zwei Hauptgleisen, neben denen noch ein Abstellgleis für

den Zolldienst liegt. Der Erie-Kanal und der daran anschließende Hafen von Black Rock, einem Vorort von Buffalo, werden auf einer 130 m langen Drehbrücke überschritten, hinter der sich die Gleise fächerartig so verzweigen, daß 230 m hinter der Brücke 32 Gleise nebeneinander liegen, die teils den Anschluß zu den die Brücke benutzenden Eisenbahnen bilden, teils als Abstellgleise dienen. An beiden Enden der Brückenstrecken befinden sich Dienststellen der Zoll- und Einwanderungsbehörden für die Personenzüge; die leeren Güterwagen werden bei der Fahrt über die Squaw-Insel zollamtlich untersucht.

Die Züge erhielten bis vor kurzem die Erlaubnis zum Befahren der Brückenstrecke durch eine schriftliche Anweisung; sie durften bei dieser Fahrt die Geschwindigkeit von 10 km/Std. nicht überschreiten. Zur Bedienung der Weichen und der Drehbrücke, von denen diejenige über den Erie-Kanal und den Hafen von Black Rock noch eine Fahrbahn südlich und eine Gangbahn nördlich der Gleise besitzt, waren zehn Mann nötig. Neuerdings sind, wie die Zeitschrift Railway Signaling mitteilt, die Weichen in die Häuser, von denen aus die Brücken bewegt werden, eingebunden worden, wodurch eine erhebliche Ersparnis an Arbeitskräften erzielt wird. Der ganze Betrieb wird vom Bahnhof Bridgeburg aus geleitet, in dessen Stellwerk der Fahrdienstleiter für die Brückenstrecke seinen Dienst versieht. Wkk.

Aus dem Reichshaushalt 1928. (Schluß aus Heft 1.)

Seewasserstraßen.

Preußen.

Vertiefung, Verbreiterung und Befeuerung des Königsberger Seekanals (11. Teilbetrag) 1 750 000, Erneuerung der Gleisanlage vom nördlichen Abschlußkopf bis zum Nordermolenkopf in Pillau 70 000, Bau einer Zentralkanalisation auf dem Russischen Damm in Pillau 60 000, Verbesserung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde (14. Teilbetrag) 3 300 000, Instandsetzung des Ostufers der Mellinfahrt im Bezirke des Hafenbauamts Swinemünde (2. Teilbetrag) 45 000, weiterer Ausbau des Buhnensystems vor der Landzunge bei Dievenow (2. Teilbetrag) 100 000, Verstärkung und Erhöhung der Düne auf der Landzunge zwischen Berg-Dievenow und Ost-Dievenow (1. Teilbetrag) 200 000, Verlängerung der Mittelrippe der Insel Ruden 62 000, Ausbau des Schutzwerkes vor dem Leuchtturm Groß-Horst (1. Teilbetrag) 50 000, Ausbau der alten Süderelbe im Interesse der Vorflut und Kleinschiffahrt (1. Teilbetrag) 160 000, Verbesserung der Fahrwasserverhältnisse der Krückau von Station 92 bis 103 (Rest) 30 000, Umbau der Buhnen 1 bis 7 auf Borkum (2. Teilbetrag) 560 000, Trockenlegung und Instandsetzung der Oldersumer Seeschleuse und ihre Einrichtung für elektrischen Antrieb (1. Teilbetrag) 140 000.

Hamburg.

Elberegulierung oberhalb und unterhalb Hamburgs bis Brunshausen (8. Teilbetrag) 50 000, Baggerungen in der Unterelbe an der Ostebank (8. Teilbetrag) 850 000, Arbeiten zur Wiederherstellung und Erleichterung der Unterhaltung des Fahrwassers der Unterelbe bei der Ostebank (4. Teilbetrag) 800 000, Einrichtung eines Liegehafens mit Tonnen- und Bauhof bei Schulau (Unterelbe) (Rest) 230 000, Regulierung der Unterelbe bei Pagensand (1. Teilbetrag) 500 000.

Mecklenburg-Schwerin.

Bau eines Lotsenboothafens für die Lotsenstation Timmendorf a. Poel 172 000.

Oldenburg.

Verlängerung des Dünenschutzwerkes auf Wangerooge 110 000.

Bremen.

Ausbau des Fedderwarder Armes zum Hauptfahrwasser der Außenweser (Rest) 1965 000, Baggerungen für die weitere Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser (8. Teilbetrag) 3 000 000.

Binnen- und Seewasserstraßen.

Verstärkung der Ersatzbeschaffung abgängigen Gerätes der Reichswasserstraßenverwaltung (3. Teilbetrag) 2 250 000.

Vermischte Ausgaben.

Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (7. Ergänzungsbetrag) 15 000, Kostenbeitrag für den Fachausschuß für Anstrichtechnik 10 000, Beitrag zur Errichtung einer „Deutschen Forschungsstelle für Bodenmechanik“ 43 350, Erweiterung des Betriebsgebäudes des Seezeichenversuchsfeldes in Friedrichshagen 75 000.

Außerordentlicher Haushalt: Reichswasserstraßenverwaltung.

Beteiligung des Reiches an der Neckar-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 3 273 000, Maßnahmen zur Verbesserung der Hochwasserverhältnisse am Neckar in den Gemarkungen Stuttgart-Cannstatt und Münster (Rest) 300 000, Beteiligung des Reichs an der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft durch Übernahme von Aktien und Gewährung von Darlehen 5 671 000, Beteiligung des Reichs an der Teltowkanal-A.-G. durch Ankauf von Stücken der Teltower Kreisanleihe, Ausgabe X 50 000, Staubecken in dem oberen Quellgebiete der Weser 310 000, Lippe-Kanal Wesel—Datteln 6 400 000, Lippe-Kanal Hamm—Lippstadt 500 000, Herstellung einer zweiten Fahrt im Zuge des Dortmund-Ems-Kanals an dessen Kreuzung mit der Lippe und Stever bei Olfen (2. Teilbetrag) 1 600 000, Hohenzollern-Kanal (Preuß. Wasserstraßengesetz vom 1. April 1905, § 1 Nr. 2), 2. Abstieg bei Niederfinow (Liepe) (8. Teilbetrag) 3 500 000, Verbesserung der Oderwasserstraße unterhalb Breslau (Preuß. Ges. v. 30. Juni 1913) (8. Teilbetrag) 1 000 000, Ausbau des Pregels zwischen Insterburg und Groß-Bubainen (nachträglicher Ergänzungsbetrag) 180 000, Bau eines Staubeckens an der Glatzer Neiße bei Ottmachau (3. Teilbetrag) 2 500 000, Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder (Preuß. Ges. vom 4. August 1904, § 1 Nr. 1) (8. Teilbetrag) 2 000 000, Vollendung des Mittellandkanals nach dem Staatsvertrage vom 24. Juli 1926 ohne Ausbau des Oder-Spree-Kanals 24 500 000, Fortsetzung des von Preußen 1919 begonnenen Ausbaues des Oder-Spree-Kanals einschließlich des mit dem Bauzweck im wirtschaftlichen Zusammenhange stehenden Grunderwerbes sowie für Verbesserungen der Schiffahrtverhältnisse im äußeren Fürstenberger See (8. Teilbetrag) 1 487 000, Ausban des Hunte-Ems-Kanals von Oldenburg bis Kampe (2. Ergänzungsbetrag) 310 000, Küstenkanal (3. Teilbetrag) 1 500 000, Umkanalisierung des Untermains (3. Teilbetrag) 3 000 000.

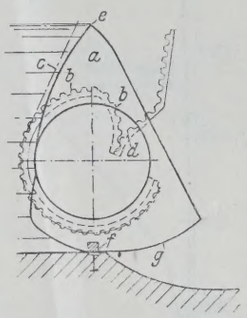
Angelegenheiten des Eisenbahnwesens.

Unterstützung des Baues von Kleinbahnen und Bahnen, die den Kleinbahnen gleichzuachten sind, 5 000 000.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Walzenwehr. (Kl. 84 a, Nr. 442 920 vom 22. 9. 1922 von Dipl.-Ing. Adolf Beutel in Neckargemünd.) — Um bei Walzenwehren das Abführen von Geschwemmsel über die Oberkante des Wehrverschlußkörpers ohne Absenken der Walze zu ermöglichen, wird der Querschnitt des Wehrkörpers *a* sowie seine geknickte Wälzbahn *d* und der Wälzkranz *b* so ausgeführt, daß bei Beginn der Aufwärtsdrehung zunächst ein Senken der Wehroberkante unter gleichzeitigem Anliegen des Wehrkörpers an der Sohle erfolgt. Beim Anheben des Wehrkörpers mittels der Zugmittel *c* wälzt sich der Wehrkörper auf der Rollbahn *d* ab. Der untere Teil der Rollbahn und der entsprechende Teil des Kranzes *b* sind so gerichtet, daß trotz Anhebens des Schwerpunktes der Walze *a* die Oberkante *e* sich senkt. Ein am untersten Punkte der Walze eingebauter Dichtungsbalken *f* legt sich gegen die Wehrschwelle und bewirkt die Abdichtung. Der auf der Wehrsohle befindliche Teil *g* der Walze streicht beim Anheben nahe der Wehrschwelle entlang und verhindert größeren Wasserverlust.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Bokelberg, bisher bei der R. B. D. Hannover, als Vorstand zum R. B. A. Stendal 2, Grasselt, bisher bei der R. B. D. Oppeln, zur R. B. D. Breslau, Arnold, bisher bei dem Reichsbahn-Neubauamt Flensburg 1, zur R. B. D. Altona und Ebersbach, Leiter des bautechnischen Reichsbahn-Neubauamts beim R. A. W. Braunschweig, zum R. B. A. Wittenberg sowie der Reichsbahnassessor Hacker, bisher bei der R. B. D. Altona, zur R. B. D. Erfurt.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtmänner Vogel, Verwalter des Bahnhofs Ehrang und Karl Stephan, Vorstand der Güterabfertigung Chemnitz Hauptbahnhof.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Lüdicke, Mitglied der R. B. D. Frankfurt (Main).

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Friedemann Schwichow, Theodor Schmitz, Johann Clausen, Hermann Kageler, Dr. phil. Ernst Grisse (Wasser- und Straßenbaufach); — Ernst Kampf, Emil Recker und Otto Flöttmann (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Veränderungen im Technischen Oberprüfungsamt. Als Mitglieder ausgeschieden: Geheimer Baurat Volk im Reichsverkehrsministerium und Ministerialrat Heyden im Ministerium für Handel und Gewerbe; — zum Mitglied ernannt: Oberregierungsbaurat Krieg im Reichsverkehrsministerium.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den Baurat Hufnagel, Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Rottweil, mit seinem Einverständnis auf eine Bauratstelle im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau versetzt.

INHALT: Wilhelm Schachenmeier †. — Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Niemenfluß in Kowno. — Der Brückenbau und der Ingenieurhochbau der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im Jahre 1927. (Schluß.) — Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus Baustahl St 37 und aus Holz. (Schluß.) — **Vermischtes:** Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Grenzbrücke über den Niagara. — Aus dem Reichshaushalt 1928. (Schluß.) — **Patentschau.** — **Personalnachrichten.**

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 20. Januar 1928. Heft 3

Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialdirektor **Gährs**, Berlin.

Als am 1. April 1921 auf Grund der Reichsverfassung die dem allgemeinen Verkehr dienenden Wasserstraßen von den Ländern auf das Reich übergingen, sah sich die neugebildete Reichswasserstraßenverwaltung vor eine Fülle schwieriger Aufgaben gestellt. Auf Grund der mit den Ländern abgeschlossenen Staatsverträge war eine große Zahl begonnener Bauten fortzusetzen, der Zustand der Wasserstraßen ließ infolge der in der Kriegs- und Nachkriegszeit aus Mangel an Arbeitskräften, Baustoffen und Geldmitteln zurückgestellten Arbeiten in vieler Beziehung zu wünschen übrig, die Wirtschaft verlangte dringend Verbesserungen und Neuanlagen, um wettbewerbsfähig bleiben zu können. Diesen Tatsachen und Wünschen stand die auch nach Festigung der Währung dauernd gespannte Finanzlage des Reiches gegenüber, die größte Sparsamkeit und Einschränkung der Ausgaben zur Pflicht machte. Erst das Arbeitsbeschaffungsprogramm der Reichsregierung vom Juni 1926 bedeutete einen energischen Schritt vorwärts auf dem der Reichswasserstraßenverwaltung vorgezeichneten Wege, der sich kurz zusammenfassen läßt in dem Ziele, durch Ausbau der vorhandenen und nötigenfalls Anlage neuer Wasserstraßen die großen Erzeuger- und Verbrauchergebiete insbesondere für Massengüter an die Wasserstraßen anzuschließen und miteinander zu verbinden unter gleichzeitiger Wahrung und Förderung der Belange der Landeskultur, insbesondere der Landwirtschaft.

Das Arbeitsbeschaffungsprogramm hat sich zum ersten Male im Jahre 1927 ausgewirkt, und dieser Umstand veranlaßt mich, an der Jahreswende eine kurze Übersicht über die wichtigsten Arbeiten des Jahres 1927 zu geben, wobei natürlich eine eingehende Würdigung technisch interessanter Ausführungen Sonderabhandlungen durch die an den betreffenden Bauten beteiligten Beamten vorbehalten bleiben muß. Der Übersichtlichkeit halber sollen die Ausführungen getrennt werden nach See- und Binnenwasserstraßen, wobei die letzteren wiederum bezirksweise behandelt werden. Vorweg sei noch bemerkt, daß durch den Haushalt 1927 [1]) folgende Mittel bereitgestellt wurden:

Im ordentlichen Haushalt:

Für Unterhaltung und Betrieb der Binnenwasserstraßen	25 800 000 R.-M.
„ „ „ „ Seewasserstraßen einschl. des Seezeichen- und Lotsenwesens . . .	18 500 000 „
Für einmalige Ausgaben an den Binnen- und Seewasserstraßen einschl. der Geräte	36 383 000 „

Im außerordentlichen Haushalt:

Für Neubauten und größere Arbeiten	75 085 000 „

A. Seewasserstraßen.

Der Unterhaltung und dem Ausbau der Seewasserstraßen mußte die Verwaltung von vornherein ihre besondere Fürsorge widmen, damit die an ihnen gelegenen Seehäfen nicht in ihrer Wettbewerbsfähigkeit gegenüber dem Auslande gefährdet wurden. Die Seewasserstraßen müssen den Bedürfnissen der Seeschiffahrt hinsichtlich der Tiefe, Breite und Bezeichnung des Fahrwassers unbedingt genügen. Bestimmend für das Ausmaß ihres Ausbaues sind daher im Rahmen der strombautechnischen Möglichkeiten und unter Beachtung der Verkehrsbeziehungen der an ihnen belegenen Häfen die Größenabmessungen der Seeschiffe und ihre mutmaßliche Entwicklung. Gegenwärtig und für die nächste Zukunft wird im allgemeinen mit Schiffen bis zu 11 m Tiefgang zu rechnen sein. Den größten Anteil an der Frachtschiffahrt haben die Schiffe bis 8000 Br. R. T. mit einem Tiefgang bis etwa 8 m (Regelfrachtschiff). Im Tidegebiet ist für die Bestimmung des Ausbauzieles einer Seewasserstraße neben den Schiffsgrößen noch wesentlich die Verkehrsdichte der für sie bestimmten größten Schiffe, nach der sich die Entscheidung richtet, ob die Wasserstraße für den Verkehr dieser Schiffe unter Ausnutzung des Hochwassers oder bei allen Wasserständen ausgebaut werden soll.

Vorstehenden Grundlagen entsprechend, hatten die Länder bis zum 1. April 1921 an dem Ausbau ihrer Seewasserstraßen gearbeitet und beim Übergang der Wasserstraßen auf das Reich diesem die Verpflichtung auferlegt, die begonnenen Bauten fortzusetzen.

Darüber hinaus hat das Reich in Zusatzverträgen mit Preußen, Hamburg und Bremen zum Staatsvertrage betreffend den Übergang der Wasserstraßen für den Ausbau der größeren Seewasserstraßen ein Programm vereinbart, das den Gleichgewichtszustand zwischen den deutschen Häfen und die Erhaltung der Wettbewerbsfähigkeit aller gegenüber dem Auslande gewährleisten soll. Diese gegeneinander abgestimmten und als einheitliches Ganzes zu betrachtenden Zusatzverträge enthalten im einzelnen für das Reich die Verpflichtung, dahin zu arbeiten:

a) daß die Fahrtiefe nach Emden nicht hinter der nach Bremerhaven und Hamburg zurücksteht und die Ems demgemäß zunächst auf 10 m Wassertiefe bei MNW gebracht wird;

b) daß das jeweilige Regelfrachtschiff im Weltverkehr unter Ausnutzung des Hochwassers nach und von Bremen-Stadt verkehren kann und daß demgemäß in der Weser oberhalb Bremerhaven zunächst ein Fahrwasser hergestellt wird, das für den Verkehr von 7 m tiefgehenden Schiffen von Bremen-Stadt nach See in einer Tide ausreicht, daß außerdem das Fahrwasser unterhalb Bremerhaven auf eine Tiefe von 10 m bei MNW gebracht wird;

c) daß in der Regel die größten Seeschiffe unter Ausnutzung des Hochwassers Hamburg erreichen können und daß demgemäß die Elbe oberhalb Cuxhaven auf eine Tiefe von 10 m und unterhalb Cuxhaven von 11 m beim MNW gebracht wird;

d) daß das Fahrwasser von See nach Stettin und von See nach Königsberg auf mindestens 8 m Tiefe gebracht wird, wobei jedoch in den Fahrwasserstrecken vor Swinemünde und Pillau und seewärts dieser Orte 10 m Wassertiefe vorhanden sein sollen.

Im Rahmen dieser Verpflichtungen wurden an den einzelnen Seewasserstraßen folgende Arbeiten ausgeführt:

1. Erweiterung des Königsberger Seekanals.

Der in den Jahren 1889 bis 1901 hergestellte Königsberger Seekanal hat schon vor dem Kriege den Bedürfnissen der Seeschiffahrt nicht mehr voll genügt, weil seine Fahrrinne im allgemeinen nur einschiffig war, nur eine nutzbare Tiefe von 6 m hatte und mangels einer Befeuerung während der Nacht nicht befahren werden konnte. Zur Beseitigung dieser Mängel und um den für das Wirtschaftsleben der gesamten Provinz Ostpreußen und ihres Hinterlandes besonders wichtigen Handelsplatz Königsberg wettbewerbsfähig zu erhalten, war es notwendig, alsbald nach Beendigung des Weltkrieges im Anschluß an die von der Stadt Königsberg inzwischen zum größten Teile durchgeführte Herstellung eines Handels- und Industriehafens die Vertiefung des Königsberger Seekanals auf 8 m und eine entsprechende Verbreiterung sowie seine Befeuerung in Angriff zu nehmen.

Angesichts der durch die veränderten wirtschaftlichen Verhältnisse bedingten erheblichen Erhöhung der Ausführungskosten sowie namentlich wegen der schwierigen Finanzlage des Reiches wurde es nötig, die an Handel und Schiffahrt beteiligten Kreise zu den Kosten des Seekanalausbaues mit heranzuziehen. Zu diesem Zweck haben sich im Jahre 1924 die Provinz Ostpreußen, die Stadt Königsberg und die Industrie- und Handelskammer in Königsberg zu einer „Gesellschaft zum Ausbau des Königsberger Seekanals“ vereinigt. Dieser Gesellschaft gegenüber hat sich das Reich zum Ausbau der Wasserstraße zwischen Königsberg und der Ostsee verpflichtet. Das Unternehmen umfaßt die Vertiefung, Verbreiterung und Befeuerung der Schiffahrtstraße von Pillau bis zur neuen Eisenbahnbrücke in Königsberg.[2]) Die Dauer der Gesamtbauausführung ist auf sechs Jahre ab 1. April 1924 vorgesehen. Von den Kosten des Erweiterungsbaues, die im Jahre 1924 neu auf insgesamt 18 Mill. R.-M. ermittelt wurden, trägt die Gesellschaft ein Viertel.

Die Kanalerweiterungsarbeiten bestehen im wesentlichen in Baggerungen nebst Abfuhr, Aufspülen und Festlegen der gewonnenen Bodenmassen, durch die gleichzeitig umfangreiche Ländereien für landwirtschaftliche Nutzung gewonnen werden. Die Arbeiten werden zum Teil im Eigenbetriebe, zum Teil im Unternehmerbetriebe ausgeführt. Die Baggerarbeiten sind inzwischen auf der ganzen Länge des Seekanals in halber Sohlenbreite auf planmäßige Tiefe durchgeführt, so daß jetzt schon tiefer gehende Schiffe nach Königsberg gelangen können.

Der gesamte Baggerboden findet zur Schaffung von Neuland an den Kanaldämmen und am Ufer des Kurischen Haffs Verwendung. Im ganzen sind auf diese Weise bereits 405 ha und werden noch weitere 220 ha, also zusammen 625 ha Neuland durch Aufspülen von Baggerboden gewonnen, von denen 574 ha auf das Reich, 50 ha auf den Anlieger ent-

[1]) „Die Bautechnik“ 1927, Heft 7, S. 92; Heft 8, S. 104.

[2]) „Die Bautechnik“ 1925, Heft 26, sowie 1927, Heft 12 u. 39.

fallen. Da der Sandboden im unteren Teil der aufgespülten Flächen verbaut und mit einer Schlickschicht überspült wird, so handelt es sich um wertvolles Neuland, das hohe Erträge verspricht.

An der Mündung des Seekanals in die Ostsee bei Pillau sind die Sicherungsarbeiten an den Molen, die während der Kriegszeit infolge fehlender Unterhaltung stark beschädigt wurden, nach mehrjähriger, schwieriger und kostspieliger Arbeit zu Ende geführt.

2. Verbesserung des Fahrwassers nach Elbing.

Die Industrie- und Handelskreise der Stadt Elbing traten nach dem Kriege dringend für eine Vertiefung der Zufahrt von See her ein, die durch den Elbingfluß und das Elbinger Fahrwasser gebildet wird, eine im Frischen Haff liegende Baggerrinne, deren im Jahre 1877 festgesetzte Solltiefe nur 3,14 m beträgt. Die Reichswasserstraßenverwaltung konnte sich diesen Wünschen um so weniger verschließen, als die Stadt Elbing wegen der durch die Kriegsfolgen verursachten Abschneidung von einem großen Teile ihres Hinterlandes und ihrer Verkehrsbeziehungen sich in ungünstiger wirtschaftlicher Lage befand. Der Durchführung einer Vertiefung stellten sich aber insofern Schwierigkeiten entgegen, als die schmale Haffrinne wegen Fehlens von Seitendämmen sehr starken Verschlickungen ausgesetzt war, so daß befürchtet werden mußte, daß die vertiefte Rinne mit vertretbaren Mitteln nicht mehr offen gehalten werden könnte, was auch durch eine 1925 hergestellte Probestrecke bestätigt wurde. Erst wenn es gelang, die Baggerkosten wesentlich herabzumindern, durfte erwartet werden, mit den bisherigen Mitteln auch die vertiefte Rinne zu unterhalten. Durch einen im Jahre 1926 von der Schichauwerft in Elbing erbauten Saugebagger nach Bauart Frühling wurde das gewünschte Ergebnis erzielt, so daß für 1927 die erste Rate zur Vertiefung des Elbinger Fahrwassers auf 4 m nutzbare Tiefe in den Haushalt eingestellt werden konnte, die für die Beschaffung eines zweiten Baggergeräts verwendet wurde (Abb. 1 zeigt den 1926 beschafften Saugebagger). Mit den Vertiefungsarbeiten wird 1928 begonnen werden, sie werden drei Jahre in Anspruch nehmen. Auch hier soll der gesamte Baggerboden für die Gewinnung fruchtbaren Neulandes hinter den Molen des Elbingflusses und am Haffufer der Frischen Nehrung verwendet werden, dessen Gesamtfläche auf rd. 350 ha geschätzt wird.

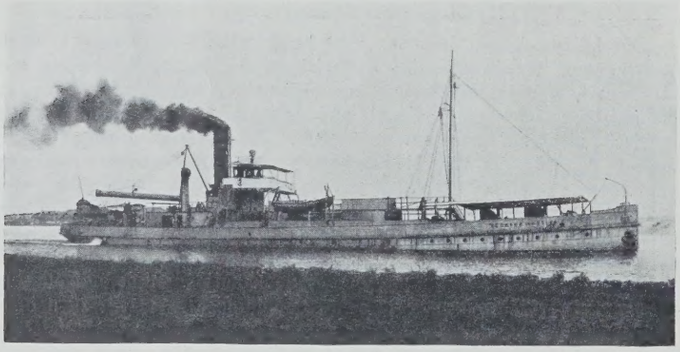


Abb. 1. Saugehopperbagger für das Elbinger Fahrwasser.

3. Verbesserung der Schiffahrtstraße Swinemünde—Stettin.

Der Zugang von See her zum Hafen Stettin[3]) ließ am Ende des Krieges ebenfalls sehr zu wünschen übrig, da nicht einmal mehr die Solltiefe von 7 m vorhanden war. Die Finanzierung des Ausbaues dieser Wasserstraße zunächst für Schiffe bis zu 7,5 m Tiefgang gelang auch hier im Jahre 1924 durch Bildung einer Gesellschaft aus der Provinz Pommern, Stadt und Kaufmannschaft Stettin, die einen Teil der Kosten übernahm. Die Arbeiten bestehen im wesentlichen in einer Vertiefung der Wasserstraße, in einer Begradigung durch Ausführung des Papenwasserdurchstiches und einer Verbesserung der Befeuerung. Diese Arbeiten sollten 1929 vollendet werden, aber schon im vergangenen Jahre mußte eine weitergehende Verbesserung dieser Seewasserstraße in Aussicht genommen werden, da Stettin, um namentlich auch Danzig gegenüber wettbewerbsfähig bleiben zu können, unbedingt bei allen Wasserständen für 8 m tief gehende Schiffe zugängig sein muß. Hierfür sind außer der entsprechenden Vertiefung weitere Begradigungen und insbesondere eine bessere Befeuerung der Haffrinne erforderlich. Die Gesamtkosten der Vertiefungsarbeiten sind nunmehr auf 31,45 Mill. R.-M. veranschlagt. Im Bezirk des Hafenbauamts Swinemünde ist außer größeren Ufersicherungen an der Kaiser- und Mellinfahrt noch die eingeleitete Sicherung der Kölpinsee-Niederung durch Anlage eines Seedeiches hervorzuheben.

4. Die Elbe unterhalb Hamburg.

Abgesehen von umfangreichen Unterhaltungsbaggerungen, galten die Arbeiten des Jahres 1927 in der Hauptsache der Regulierung der Fahrwasserstrecke an der Ostebank, wofür bereits 1925 vorbereitende Maßnahmen getroffen wurden, da sich die Unmöglichkeit herausgestellt hatte, diese schwierige Fahrwasserstrecke allein durch Baggerungen in der erforderlichen Tiefe zu erhalten. Dort sind die Stackarbeiten zum Ausbau des südlichen Ufers zwischen Freiburg und der Ostemündung und zur Festlegung der Ostemündung gut gefördert worden. Da aber von den Stacks zunächst nur die Grunddeckungen vorgestreckt werden konnten, können sie eine wesentliche selbsträumende Wirkung auf das Fahrwasser noch nicht haben. Ihr Ausbau auf volle Höhe, der 1928 in erheblichem Umfange gefördert werden soll, wird diese Wirkung erst zeigen können. Die Fahrwasserstreckung und -vertiefung mußte 1927 deshalb noch durch Baggerung geschehen. Wesentliche Verbesserungen sind in der Übergangstrecke in der Sösmenhausener Richtfeuerlinie bereits erzielt worden.

Die Fahrwasserverhältnisse bei Pagensand haben sich in der Richtfeuerlinie Bassenfleth—Stadersand verbessert unter der Wirkung des bereits hergestellten Leitdammes auf dem oberen Ende des Pagensandes; für die gleichwohl nötige Regulierung der schwierigen Strecke ist ein Entwurf fertiggestellt, die ersten Mittel sind für 1928 angefordert.

Bei Schulau ist der Bau eines Liegehafens für die zahlreichen bisher zerstreut untergebrachten Fahrzeuge und Geräte der Reichs-Wasserstraßenverwaltung im Bau. Die Errichtung einer Reparaturwerft ist dort nicht geplant.

5. Die Weser unterhalb Bremen.

Die Arbeiten zur Fahrwasserverlegung in der Außenweser vom Wurster in den Fedderwarder Arm nähern sich ihrem Ende. Abgesehen von Querströmungen, die sich bisher dauernd im neuen Fahrwasser unterhalb der Imsumplatte gezeigt hatten, haben die Strombauwerke und die Baggerungen vollen Erfolg gehabt. Die Querströmungen sind jedoch in diesem Jahre im wesentlichen durch den Bau von einigen Ergänzungsbuhnen ebenfalls beseitigt worden. 1928 werden nur noch Restarbeiten nötig sein.

Die 1925 beschlossene Vertiefung und Verbreiterung der Unterweser mit dem Ziele, Bremen-Stadt für das Regelfrachtschiff des Weltverkehrs mit 8 m Tiefgang zugänglich zu machen, konnte gut gefördert werden; die Vertiefung ist 1927 im Einvernehmen mit der Preußischen Landespolizeibehörde auch auf preußischem Gebiet in Angriff genommen und nunmehr auf ganze Stromlänge, wenn auch noch nicht überall auf volle Breite, im wesentlichen durchgeführt worden. Die nächsten Baujahre werden vornehmlich der Verbreiterung des Fahrwassers zwischen Bremen und Vegesack dienen, die längere Zeit erfordert mit Rücksicht auf vorher durchzuführende Deichverlegungen.

Am Ochtum-Kanal sind große Deichvorlandflächen mit Baggerboden aufgespült worden und für die landwirtschaftliche Nutzung mit Kleiboden abgedeckt; eine zweite große Spülfläche wird unter Zuschüttung des Warflether Armes ebenso aufgehöht werden.

6. Die Ems.

Die von Preußen begonnene und vom Reich übernommene Begradigung der Ems zwischen Papenburg und Leerort wurde fortgesetzt. Der Durchstich bei Pottdeich ist fertig und dem Verkehr übergeben, der letzte Durchstich bei Coldam ist begonnen worden, seine Fertigstellung steht 1928 in Aussicht.

Nachdem im Jahre 1926 an der Knock durch die Fahrwasserverlegung in das Alte Gatje eine erhebliche Streckung und Verbesserung erzielt worden war, durch die der Ebbe- und Flutstrom in eine Rinne gebracht und die für die Schiffahrt wie für die strombauliche Unterhaltung gleich ungünstigen Querströmungen im Fahrwasser beseitigt waren, wurde 1927 mit gutem Erfolge an der Verbreiterung und Vertiefung des Fahrwassers zwischen dem Emder Hafen[4]) und der Knock gearbeitet. Ein Beharrungszustand ist noch nicht erreicht, namentlich drängen fortgesetzte Sandeintreibungen über die Mittelplate das 1926 neu geschaffene Fahrwasser an der Knock nach Westen. Umfassende Strombeobachtungen sind im Gange, um Unterlagen für die Entscheidung zu gewinnen, ob und inwieweit etwa zur Festlegung und möglichst selbsttätigen Tiefhaltung des Fahrwassers auf dieser durch das Zusammentreffen der Wassermassen aus der oberen Ems und aus dem Dollart besonders schwierigen Fahrwasserstrecke Strombauwerke erforderlich sein werden.

Das die Stromführung in der neuen Fahrrinne ungünstig beeinflussende Schleusentorwrack gegenüber der Knock ist in diesem Jahre beseitigt worden.

7. Die Insel Borkum.

Infolge erheblicher Strandabnahme liegen die Buhnen 1 bis 7 am Nordstrande von Borkum jetzt so hoch über dem Strande, daß sie, der Brandung besonders stark ausgesetzt, nicht mehr erhalten werden können. Sie sollen deshalb durch Neubauten ersetzt werden. Die neuen Buhnen werden den jetzigen Strandverhältnissen entsprechend um 1,0 bis 1,5 m tiefer gelegt, so daß ihre Kronen an der Buhnenwurzel auf der Höhe des Fußes der Dünenschutzmauer zu liegen kommen. Die Bauweise ist gänzlich geändert worden, nachdem Vorversuche mit einer Hilfsbuhne

[3]) „Die Bautechnik“ 1926, Heft 12, S. 172.

[4]) „Die Bautechnik“ 1926, Heft 12, S. 172.

der gewählten neuen Bauart erfolgreich verlaufen waren. Die Buhnen bestehen aus zwei dichten, gegeneinander verankerten hölzernen Spundwandreihen, durch Querwände in Felder geteilt, die — soweit es das Arbeiten im Tidewechsel zuläßt — im oberen Teile mit Klinkern in Zementmörtel auf einer Betonunterlage dicht abgedeckt und im anschließenden unteren Teile mit Basaltsäulen auf Schotter- und Kiesunterlage (umgekehrtes Filter) ausgepflastert sind. Busch kommt nur für Sinkstücke zur Verwendung, die zur Sicherung des Kopfes der Buhnen gegen Unterspülung erforderlich sind. Zwei dieser neuen Buhnen sind im Bau.

8. Der Hindenburgdamm.

Der Hindenburgdamm zur Verbindung der Insel Sylt mit dem Festlande wurde endgültig fertiggestellt, nachdem er bereits am 1. Juni 1927 durch den Herrn Reichspräsidenten dem Verkehr übergeben werden konnte. Über seinen Bau wird demnächst Herr Regierungs- und Baurat Pfeiffer eingehend berichten.[5])

B. Binnenwasserstraßen.

1. Bezirk Ostpreußen.

Die Hauptbinnenwasserstraße Ostpreußens verbindet den Memelstrom durch die Gilge, den Seckenburger Kanal, den Großen Friedrichsgraben und die Deime mit dem Pregel und Königsberg an seiner Mündung. Die vordringliche Pflege dieser Binnenwasserstraße ist besonders wichtig geworden, weil die Mündung des Memelstromes nicht mehr zum Deutschen Reich, sondern zu Littauen gehört. Dem Handel vom oder zum Memelstrom und auf diesem Wege mit dem Auslande möglichst die Wege zu ebnen und ihn auf diese Weise über deutsche Umschlagstellen zu lenken, ist von großer Bedeutung. Es ist daher im Jahre 1927 die erste Baurate für die Regulierung der „Krummen Gilge" bewilligt, die im Zuge der Memel-Pregel-Wasserstraße eine durch scharfe Krümmungen und starke Strömungen der Schiffahrt besonders gefährliche Strecke bildet. Die Bauzeit wird voraussichtlich vier Jahre betragen. Die Baukosten sind zu rd. 4 000 000 R.-M. veranschlagt. Im Jahre 1927 wurde der erforderliche Grunderwerb getätigt.

Einen Zubringer zur Memel-Pregel-Wasserstraße bildet der Oberpregel, auf den in früheren Jahrzehnten des vorigen Jahrhunderts von Insterburg aus lebhafte Schiffahrt betrieben wurde, die jedoch im Jahre 1886 durch die damals im Interesse der Landwirtschaft erfolgte Beseitigung der alten Wehr- und Schleusenanlage in Gr.-Bubainen vernichtet wurde. 1921 wurde mit den Arbeiten zur Kanalisierung der Oberpregelstrecke[6]) oberhalb Gr.-Bubainen und zum Wiederanschluß Insterburgs an die Schiffahrtstraße durch den Bau eines 4 km langen Seitenkanals von Gaitzuhnen am Oberpregel aus auf gemeinschaftliche Kosten von Reich und Preußen begonnen. Die Arbeiten wurden 1926 fertiggestellt, gleichzeitig wurde der von der Stadt Insterburg erbaute Hafen eröffnet. Auf der neu ausgebauten Pregelstrecke oberhalb Gr.-Bubainen (genauer Schwägerau) können Schiffe von 250 t Tragfähigkeit verkehren, für die die unterhalb liegende nicht kanalisierte Strecke zwischen Schwägerau und Wehlau bei niedrigen Wasserständen nicht befahrbar ist. Besonders mangelhaft ist der Zustand der an die Schleuse Schwägerau stromabwärts anschließenden Pregelstrecke bis etwa Norkitten, auf der nach den Wasserstandsbeobachtungen von 1921 bis 1924 eine Schiffahrt durchschnittlich nur an 70 Tagen im Jahre wirtschaftlich (d. h. mit mehr als 40 % Ladung) möglich war. Das Reich will daher die Kanalisierung des Oberpregels noch bis etwa Norkitten herab ausführen, um dadurch die wirtschaftliche Befahrbarkeit des Oberpregels durchschnittlich an 146 Tagen zu ermöglichen, d. h. auf mehr als das Doppelte zu erhöhen. Die Baukosten sind auf annähernd 2 000 000 R.-M. veranschlagt. Mit den Arbeiten ist begonnen; sie werden im Jahre 1928 voraussichtlich fertiggestellt werden.[7])

Einen weiteren Zubringer zur Memel-Pregel-Wasserstraße würde der Masurische Kanal nach seiner Fertigstellung bilden, der die Masurischen Seen mit der Alle, einem Nebenfluß des Pregels, verbindet. Der Masurische Kanalbau hat im Hinblick auf seine geringe Wirtschaftlichkeit im Einverständnis mit Preußen im Winter 1922/23 zugunsten der Weiterführung der Bauten zur Elektrizitätsversorgung Ostpreußens wegen Mangels an Mitteln stillgelegt werden müssen, als er etwa zur Hälfte fertiggestellt war. Das Reich beabsichtigt, den Bau bei besserer finanzieller Lage wieder aufzunehmen, wenn Preußen wie früher sich zur Hälfte an den Baukosten beteiligen will. Schätzungsweise werden im ganzen noch über 20 000 000 R.-M. für die Fertigstellung des Masurischen Kanals aufzuwenden sein.

2. Odergebiet.

Die Schiffahrtstraße der Oder, die für den deutschen Osten und besonders Schlesien von besonderer Bedeutung ist, ist in allen Teilen des Stromlaufs weiter ausgebaut worden.[8])

Auf der kanalisierten Strecke oberhalb Breslau ist an verschiedenen Staustufen durch Verlängerung der Trennungsdämme an den Einfahrten in die Schleusenkanäle den bis dahin dort häufig auftretenden Versandungen wirksam begegnet worden. Im Jahre 1927 sind diese Arbeiten in Groschowitz fertiggestellt, in Oderhof in Angriff genommen worden. Zur Verbesserung der Einfahrt in den Oberkanal der Schleuse Ransern bei Breslau wird zurzeit das vorspringende rechte Stromufer abgegraben, der Trennungsdamm verlängert und ausgebaut.

In Breslau ist an der Breitenbachfahrt bei Wilhelmsruh ein neuer Bauhof mit den erforderlichen Werkstätten sowie ein Liegehafen für die reichseigenen Fahrzeuge und Geräte mit Helling und Trockendock seit

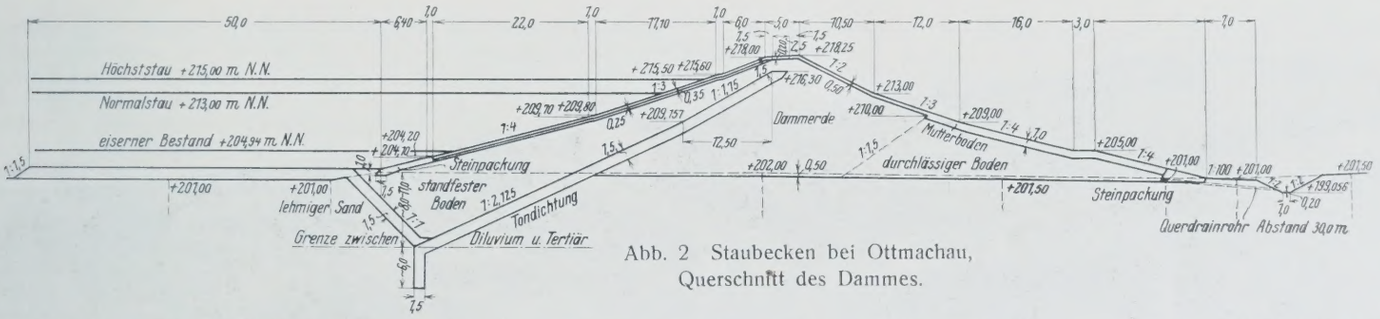


Abb. 2 Staubecken bei Ottmachau, Querschnitt des Dammes.

1925 im Bau begriffen. Die Gesamtkosten sind zu 870 000 R.-M. veranschlagt, die wasserbautechnischen Anlagen sind in der Hauptsache fertiggestellt.

Die reichseigene Fernsprechleitung der Oderstrombauverwaltung längs der kanalisierten Oder und des Klodnitzkanals wird zur Verbesserung der Schleusen- und Wehrbedienung und des Hochwassermeldedienstes mit einem Aufwande von 135 000 R.-M. ausgebaut.

In Ausführung des preußischen Gesetzes vom 30. Juni 1913 ist im Jahre 1924 der planmäßige Ausbau des Stromes unterhalb Breslau auf Niedrigwasser in Angriff genommen worden. Die Arbeiten, deren Gesamtkosten auf etwa 55 Mill. R.-M. veranschlagt sind, bestehen in der Hauptsache in einem systematischen Ausbau der Strombauwerke, Abflachen zu scharfer Krümmungen und Ausführung einzelner Durchstiche. Die außerordentlich hohen Wasserstände der beiden letzten Jahre haben den Baufortschritt gehemmt.

Der durch das gleiche Gesetz vorgesehene Bau eines Staubeckens bei Ottmachau, das bei 135 Mill. m³ Fassungsraum 90 Mill. m³ Zuschußwasser für die Oder aufspeichern soll, ist eingeleitet. Die Gesamtkosten sind auf etwa 55 Mill. R.-M. zu schätzen. Der Grunderwerb ist großenteils getätigt. Die Arbeiten zur Verlegung der Eisenbahn Ottmachau—Patzschkau sind etwa zur Hälfte vollendet. Die umfangreichen Vorarbeiten und sorgfältigen Bodenuntersuchungen für den Bau des Staudammes sind abgeschlossen, die Erdarbeiten dafür ausgeschrieben. Mit dem Bau des Dammes wird im nächsten Frühjahr im Großbetriebe begonnen werden. Abb. 2 zeigt den für die Ausführung in Aussicht genommenen Querschnitt des Staudammes.

Für die Wasserbauämter in Steinau und Glogau werden zurzeit reichseigene Gebäude errichtet.

Verschiedene Oderbrücken sind unter Kostenbeteiligung der Reichswasserstraßenverwaltung neu- bezw. umgebaut worden. Dabei ist zur Verbesserung der Schiffahrt- und Vorflutverhältnisse auf eine Erweiterung namentlich der Stromöffnungen Bedacht genommen worden. Besonders zu nennen sind die Straßenbrücke bei Tschicherzig (Beitrag rd. 40 000 R.-M.), die Eisenbahnbrücken bei Dt.-Nettkow (Beitrag 420 000 R.-M.) und bei Cüstrin über Oder und Warthe[9]) (Beitrag etwa 3 Mill. R.-M.).

An der kanalisierten unteren Netze ist eine Vertiefung und Regelung ihres Laufes unterhalb Filehne in Angriff genommen, in Driesen a. d. Netze ein Sicherheits- und Winterliegehafen für die Fahrzeuge der Reichswasserstraßenverwaltung angelegt worden.

Die Arbeiten zur Verbesserung der Vorflut in der unteren Oder auf Grund des preußischen Gesetzes vom 4. August 1904 werden von Reich

[5]) Vorbericht siehe „Die Bautechnik" 1926, Heft 1. — [6]) „Die Bautechnik" 1924, Heft 43. — [7]) Ebenda 1928, Heft 1.

[8]) „Die Bautechnik" 1927, Heft 55. — [9]) Ebenda 1927, Heft 39.

und Preußen gemeinsam seit Jahren planmäßig durchgeführt und gehen ihrem Ende entgegen. Die Maßnahmen für die Schiffahrt sind bereits abgeschlossen.

Vorarbeiten sind im Gange für eine bessere Schiffahrtverbindung des oberschlesischen Industriegebietes mit der Oder und für einen Donau-Oder-Kanal.

3. Märkische Wasserstraßen.

An den Wasserstraßen zwischen Oder und Elbe wurden durch Baggerungen, Ufersicherungen und sonstige Maßnahmen zahlreiche Verbesserungen erzielt, deren Aufzählung hier zu weit führen würde.

Die Arbeiten für den Ausbau des Ihle-Plauer Kanals auf die Abmessungen des Mittellandkanals wurden fortgesetzt. Für die Schleppzugschleuse Groß-Wusterwitz am Plauer Kanal ist die Baugrube fertiggestellt. Die Umfassungsspundwände sind gerammt, und die Grundwassersenkungsanlage ist eingebaut, so daß im Frühjahr 1928 mit den Betonarbeiten begonnen werden kann. Die Arbeiten am Pareyer Durchstich konnten gut gefördert werden und werden voraussichtlich im Sommer 1928 beendet werden können.

Am Oder-Spree-Kanal[10]) wurde der Doppeldurchstich bei Streitberg fertiggestellt, der bei Berkenbrück wird im Frühjahr 1928 dem Verkehr übergeben werden können. Im Jahre 1928 soll ferner die Verlängerung je einer Schleuse in Kersdorf, Wernsdorf und Große Tränke auf 67,5 m

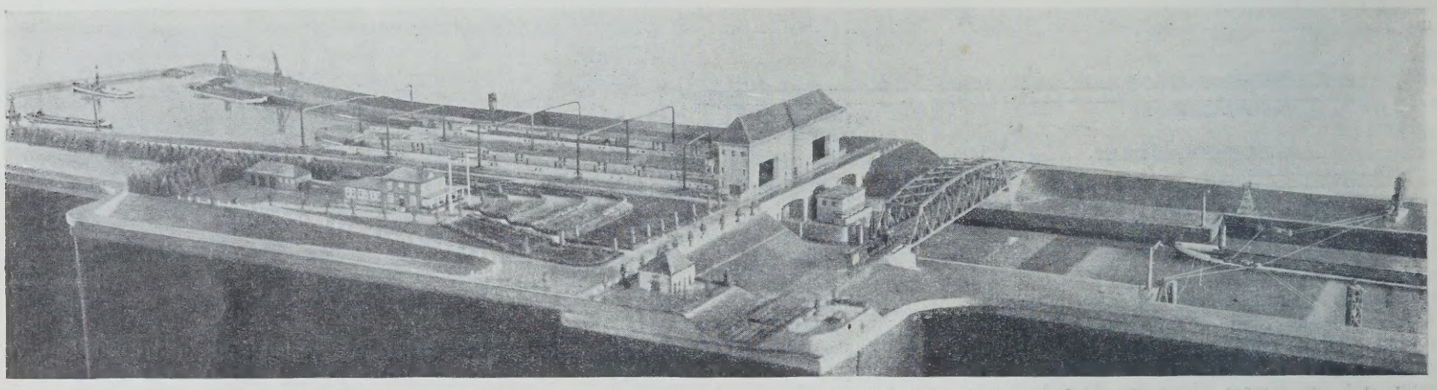


Abb. 3. Schleuse Fürstenberg, Modell der Gesamtanlage.

vorgenommen werden, so daß dann Plauer Maßkähne mit 750 t Ladefähigkeit von der oberen Oder nach Berlin gelangen können, was günstige Rückwirkungen auf die Oderschiffahrt und Schlesien haben wird und einen gewissen Ausgleich für die Verkehrsverschiebungen darstellt, die durch den Bau des Mittellandkanals zu erwarten sind. Im Zusammenhang hiermit erfährt auch die Mündung des Oder-Spree-Kanals in die Oder bei Fürstenberg, die als östlicher Endpunkt der großen Querverbindung vom Rhein bis zur Oder einer der wichtigsten Schiffahrtpunkte Ostdeutschlands ist, eine gründliche Umgestaltung, da zu befürchten war, daß die bisherigen veralteten Schiffahrtanlagen der zu erwartenden Verkehrsentwicklung auf die Dauer nicht genügten, und da überdies die vorhandenen Schleusen mancherlei Schäden baulicher Art zeigten.

Der Abstieg zur Oder wird bisher vermittelt durch eine Schleusentreppe, bestehend aus drei Schleusen, deren Gefälle für die beiden oberen je rd. 4,15 m, für die untere je nach dem Wasserstand der Oder 0,77 bis 5,98 m beträgt. Anschließend an die Schleusentreppe erreicht der Kanal in einem starken Bogen die Oder, in die er unmittelbar unterhalb der Stadt Fürstenberg einmündet.

Diese Mündung wird zur Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse weiter stromauf an eine günstigere Stelle gelegt, wo sie weniger der Versandung ausgesetzt ist.

Der bisherige Schleusenabstieg zur Oder wird ergänzt durch einen kürzeren rd. 3 km langen Umgehungskanal, in dem die neu erbaute Zwillings-Schachtschleuse liegt, die das ganze bei NNW der Oder bis zu 14,28 m betragende Gefälle in einem einzigen Hub überwindet. Im neuen Umgehungskanal oberhalb der Schachtschleuse liegt eine Hafenanlage der Stadt Fürstenberg, die besonders dem Umschlagverkehr dienen soll. Anschließend ist ein Nadelwehr erbaut, durch das im Bedarfsfalle der ganze obere Vorhafen abgesperrt und trockengelegt werden kann.

Über das Unterhaupt der Schachtschleuse ist eine Chausseebrücke geführt, während kurz unterhalb des Abstiegbauwerks als selbständiges Bauwerk eine Eisenbahnbrücke von 80 m Spannweite für die zweigleisige Berlin-Breslauer Eisenbahn liegt. (Abb. 3 zeigt das Modell der Gesamtanlage.)

Das wichtigste und bedeutendste Bauwerk unter den genannten Neubauten bei Fürstenberg ist die Zwillings-Schachtschleuse[11]). Diese besteht, wie schon der Name sagt, aus zwei nebeneinanderliegenden Schleusen, der Achsabstand beträgt 34 m. Das Schleusenbauwerk ist aus Beton hergestellt, der je nach den Beanspruchungen der verschiedenen Querschnitte Eiseneinlagen erhalten hat. Die Schleusensohle ist als eine 5 m starke biegungsfeste Eisenbetonplatte ausgeführt, die beiderseits bewehrten Seitenwände erhalten innen einen schwachen Anlauf und sind am Mauerfuß vorgezogen, um den Querschnitt an dieser besonders beanspruchten Stelle zu verstärken.

Das Gefälle der Schleusen ist abhängig vom Oderwasserstande, es beträgt bei NNW 14,28 m, bei MW 12,37 m und bei HHW 9,07 m. Die Wassertiefe der Schleuse beträgt über dem Oberdrempel 3,50 m, über dem Unterdrempel bei niedrigstem bisher beobachteten Unterwasser 3,44 m.

Jede Schleusenkammer erhält eine nutzbare Länge von 130 m und eine Breite von 12 m. Es können daher z. B. ein 1000-t-Schiff oder zwei Plauer Maßkähne von je 65 m Länge oder sechs Finowkähne gleichzeitig in einer Kammer Platz finden.

Die Ausbildung des Abstiegbauwerks als Doppelschleuse ermöglicht die reibungslose Abwicklung eines sehr starken Verkehrs. Die für eine Doppelschleusung, d. h. eine Kammer zu Berg, die andere gleichzeitig zu Tal, erforderliche Zeit vom Beginn des Einfahrens bis zur Beendigung des Ausfahrens ist auf 25 bis 30 Minuten errechnet. Die größte Tagesleistung bei sechzehnstündigem Betrieb ergibt sich zu mehr als 30 000 Gütertonnen.

Im allgemeinen steht immer die eine Kammer auf Oberwasser, die andere auf Unterwasser, so daß nach Einfahren der Schiffe gleichzeitig mit der einen Schleuse herauf-, mit der anderen heruntergeschleust wird. Beim Schleusen wird zuerst der Wasserspiegel in beiden Kammern durch Verbindungskanäle ausgeglichen, dann wird die eine Kammer nach dem Unterwasser entleert, die andere vom Oberwasser gefüllt. Es werden dabei 50% des Schleusungswassers von zwei einfachen Kammerschleusen gespart.

Als Schleusentore sind am Unterhaupt Hubtore mit den dafür erforderlichen Aufbauten, am Oberhaupt Klapptore vorgesehen. Während die maschinellen Anlagen und die Zentralsteueranlage am Unterhaupt in den Aufbauten Platz finden, sind die für die Maschinen erforderlichen Räume am Oberhaupt versenkt angeordnet, so daß die Übersicht hier durch keinerlei Aufbauten behindert wird.

Das Füllen der Schleusen vom Oberwasser geschieht durch Glocken-Zylinderschütze mit Mittelführung, die beiderseits der Tore angeordnet sind. Das Wasser tritt vom Drempel aus in die Schleusen ein. Zur Entleerung der Schleusenkammern dienen Kanäle, die am Unterhaupt in der Mittelmauer liegen und durch Rollkeilschütze mit Dichtung nach dem Oberwasser verschlossen werden. Das ausströmende Wasser tritt dabei von der Mitte der ganzen Anlage aus, nachdem es noch durch besondere Einbauten verteilt ist, in den stark verbreiterten Unterhafen ein. Sowohl über den Füllungs- wie auch über den Entleerungsvorgang sind in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Charlottenburg Versuche angestellt[12]), die ein ruhiges Einströmen des Wassers in die Schleusenkammer und Ausströmen in den unteren Vorhafen erwarten lassen.

Im Oberhaupt liegen ferner die Kanäle zur Herstellung der Verbindung von Schleusenkammer zu Schleusenkammer, die gemeinsam mit den vom Oberwasser kommenden Kanälen in die Drempelhohlräume münden.

Die Verschlüsse für die Verbindungskanäle, die nach beiden Seiten kehren müssen, liegen in einem besonderen kellerartigen Raum in der Mittelmauer zwischen den Oberhäuptern. Es sollen zwei liegende Zylinderventile von der Firma Ardelt, Eberswalde, und zwei Walzenschieber von der Firma Freund-Starke-Hoffmann A.-G., Berlin-Charlottenburg, verwendet werden.

Den Bedürfnissen der Schiffahrttreibenden ist bei der Ausrüstung der Schleuse unter Berücksichtigung der Wünsche der Interessenten in weitgehender Weise Rechnung getragen. Leitern, Poller und Haltekreuze

[10]) „Die Bautechnik" 1927, Heft 43 u. 45. — [11]) Ebenda 1927, Heft 15, S. 233.

[12]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 9, S. 110.

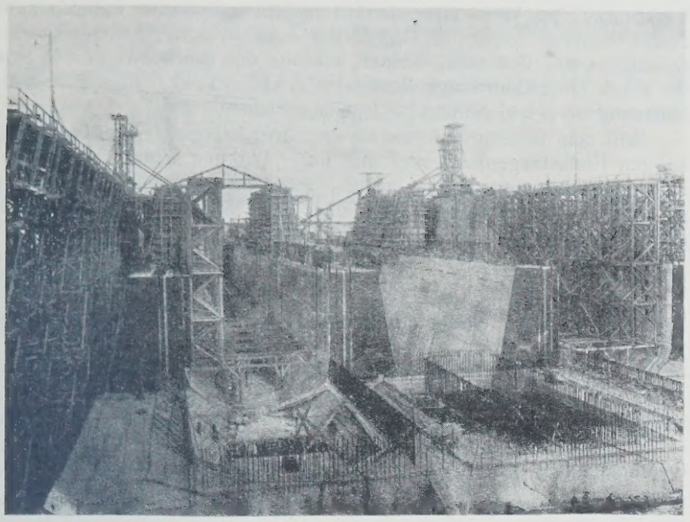


Abb. 4. Schleuse Fürstenberg während der Bauausführung.

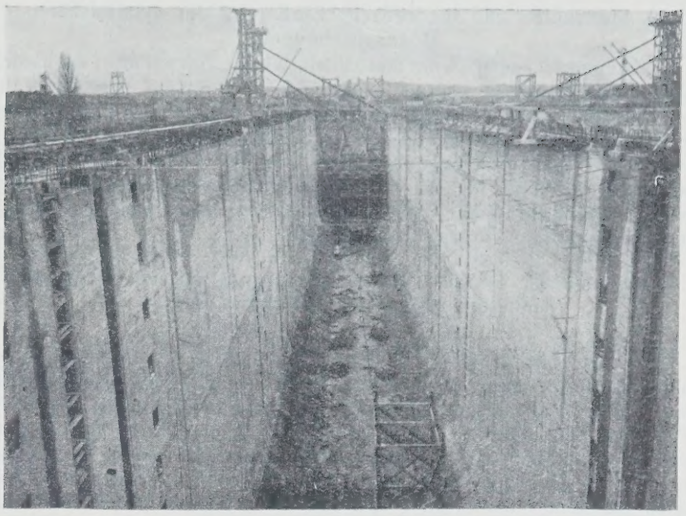


Abb. 5. Schleuse Fürstenberg, Blick in eine Kammer.

sind zahlreich vorhanden, besondere Erwähnung verdient die Anordnung von Schwimmpollern, d. h. solchen Festmachevorrichtungen, die sich mit dem Schiff herauf und herunter bewegen, wie sie bei anderen Schleusen bisher noch nicht ausgeführt sind.

Für das Hereinziehen und Herausschleppen der Schiffe wird eine neuartige Seilzugvorrichtung ausgeführt, die in der Herstellung und im Betrieb erheblich billiger ist als Schleppwagen.

Schließlich soll noch erwähnt werden, daß alle wagerechten und lotrechten Ecken und Kanten, sowie die Scheuerleisten bei diesem Bauwerk zum ersten Male durch Eisen, bestehend aus hochwertigem Grauguß von der Firma Ardelt, Eberswalde, geschützt sind, wodurch gegen die bisher übliche Ausführung in Stahlguß erhebliche Ersparnisse erzielt wurden. (Abb. 4 u. 5 zeigen zwei Aufnahmen während der Bauausführung.)

Mit den Arbeiten für die Erbauung des zweiten Schleusenabstiegs bei Fürstenberg-Oder wurde Anfang Februar 1919, also unmittelbar nach Beendigung des Krieges begonnen. Die Zwillings-Schachtschleuse, für die die Betonarbeiten im Oktober 1925 begannen, wurde im Frühjahr 1927 im Rohbau fertig, zurzeit wird noch an den Aufbauten und den maschinellen Anlagen sowie an der Hinterfüllung und den unmittelbar an die Schleuse anschließenden Teilen des oberen und unteren Vorhafens gearbeitet. Diese Arbeiten werden bis zum Juni nächsten Jahres beendet sein, so daß im Sommer 1928 die Schiffahrt den neuen Schleusenabstieg benutzen kann.

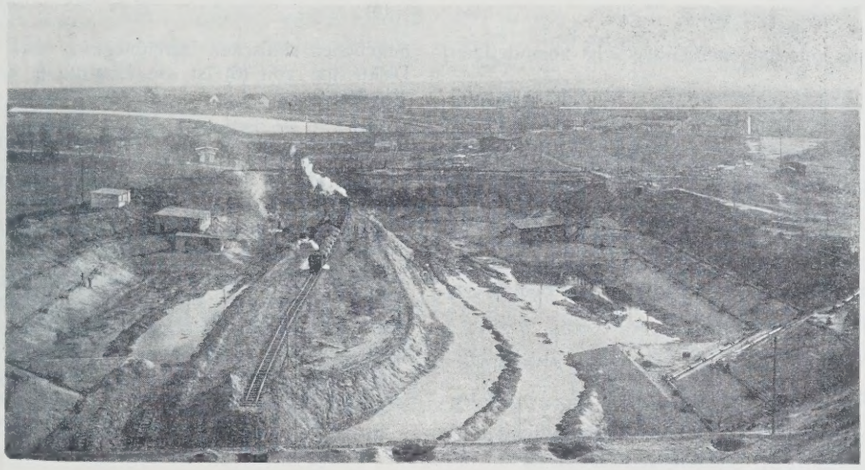


Abb. 6. Hebewerk Niederfinow, Blick auf die Baustelle.

An der Mündung des Hohenzollern-Kanals bei Niederfinow wird in ähnlicher Weise wie bei Fürstenberg für den Oder-Spree-Kanal ein zweites Abstiegbauwerk in Gestalt eines Hebewerks[13]) mit 36 m Hubhöhe ausgeführt, da auch hier die vorhandenen vier hintereinander liegenden Schleusen nicht mehr die erforderliche Sicherheit für den Schiffsverkehr Berlin—Stettin boten. Für dieses Bauwerk nebst Anschlußbrücke zum Oberhafen wurden die Entwürfe fertiggestellt, deren Kostenanschlag mit einer Gesamtsumme von 23,7 Mill. R.-M. abschließt, und die Ausschreibung eingeleitet.

Die Arbeiten für den oberen Vorhafen sind so gefördert worden, daß das Sicherheitstor und der Oberhafen bis zum westlichen Widerlager der Kanalbrücke annähernd fertiggestellt sind, so daß die Verbindung mit dem Hohenzollern-Kanal demnächst ausgeführt werden und dann der obere Vorhafen für die Heranbringung von Baustoffen für die Ausführung des Hebewerks ausgenutzt werden kann.

Der untere Vorhafen ist bereits seit längerer Zeit fertig. Auch ist die Baugrube für das eigentliche Hebewerk unter Absenkung des Grundwassers bis zu der Tiefe ausgehoben, von der aus die vorgesehene Druckluftgründung angesetzt werden soll. (Abb. 6 gibt einen Blick auf die Baustelle des Hebewerks wieder vom November 1927.) (Schluß folgt.)

[13]) „Die Bautechnik" 1927, Heft 23 u. 32.

Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. **W. Hort.**

Mitteilung aus dem Heinrich-Hertz-Institut für Schwingungsforschung, Mechanische Abteilung.

1. Einleitung.

Die Frage nach den Schwingungs- und Stoßbeanspruchungen[1]) (zusammengefaßt: dynamische Beanspruchungen) der Brücken ist ein sehr altes Problem. Bereits 1849 befaßte sich G. G. Stokes damit in der Untersuchung: „Discussion of a Differential Equation relating to the Breaking of Railway-Bridges".[2])

Damals war infolge einiger Brückenunfälle eine Kommission in Tätigkeit getreten, die durch Versuche ermittelt hatte, daß die Durchbiegungen und Beanspruchungen von Brücken oder Trägern mit der Geschwindigkeit der rollenden Last bis zu einem gewissen Betrage zunahmen und daß in einigen Fällen diese Beanspruchungen diejenigen, die sich durch ruhende Anbringung der rollenden Last in der Mitte des Trägers finden, um 100 bis 200 % überschritten. In diesen Messungen der englischen Kommission finden wir erstmalig die sogenannten Stoßzahlen vor, d. h. diejenigen Erfahrungszahlen, die heute dazu benutzt werden, aus den statischen Beanspruchungen die voraussichtlichen dynamischen durch gewisse Zuschläge zu ermitteln.

[1]) Die nachstehenden Betrachtungen sind veranlaßt durch die Anregungen, die ich als Mitglied des Studienausschusses für Brückenmeßtechnik bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft insbesondere durch Herrn Reichsbahndirektor Dr.-Ing. ehr. Schaper erhalten habe.

[2]) Trans. Cambr. Ph. Soc. VIII (1849), S. 707 = Math. Phys. Pap. (1883), Vol. VII, S. 178.

2. Stoßzahlen und theoretische Einteilung der dynamischen Beanspruchungen.

Naturgemäß enthalten die Stoßzahlen, wie sie von der alten englischen Kommission gemessen wurden, ebenso wie die heutigen Messungen, die vorgenommen werden, um die tatsächlichen Beanspruchungen der Brücken zu kontrollieren, weil die Zuggeschwindigkeiten und Zuggewichte in dauerndem Zunehmen begriffen sind, die Übereinanderlagerung sehr zahlreicher Einflüsse, die sich schwer voneinander trennen lassen. Eine gewisse Einteilung dieser Einflüsse erhält man, wenn man regelmäßige und unregelmäßige Vorgänge unterscheidet.

3. Regelmäßige Einflüsse beim Fahrvorgang mit vollkommenem Massenausgleich des Triebfahrzeuges.

a) Wirkung der Fliehkraft.

Zu den ersteren gehört in erster Linie das glatte, stoßfreie Durchfahren der Brückenbahn durch eine Zugmasse, an der, abgesehen von der Schwere, nur Kräfte angreifen, die in der Fahrtrichtung liegen. Ein derartiger Vorgang würde sich bei einem Zug mit elektrischer Lokomotive, deren Triebwerkteile vollkommenen Massenausgleich besitzen, vollziehen. Die Wirkung wird dann zunächst die sein, daß das Durchfahren des Zuges durch die infolge der Biegung sich nach oben konkav krümmende Bahn Fliehkräfte der Masse wachruft, die die Durchbiegung und die Beanspruchung erhöhen.

Der rechnerischen Ermittlung dieser Wirkungen sind einige theoretische Arbeiten seit Stokes gewidmet. Insbesondere hat H. Zimmermann in einer ausführlichen Studie „Die Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last“ [3]) die durch die Fliehkraft allein zu erwartenden Beanspruchungszuschläge ermittelt. Das praktisch wichtigste Ergebnis findet sich durch die Feststellung einer Zuschlaggröße

$$\varepsilon_Z = \frac{1}{{}^1/_4\,\alpha - 3}, \tag{1}$$

die die dynamische Beanspruchung nach:

$$\sigma_{dyn} = \sigma_{stat}\,(1 + \varepsilon_Z) \tag{2}$$

liefert. Die für das Endergebnis entscheidende Größe α ist aber definiert durch

$$\alpha = \frac{3}{2} \cdot \frac{g\,h\,E}{V^2\,\sigma_{stat}}. \tag{3}$$

Sie liefert z. B. mit den Werten $g = 981$ cm/Sek.², $h = 30$ cm = Trägerhöhe, $E = 2 \cdot 10^6$ kg/cm² = Elastizitätsmaß, $V = 2800$ cm/Sek. = Fahrgeschwindigkeit (100 km/Std.), $\sigma_{stat} = 600$ kg/cm² die Zuschlaggröße $\varepsilon_Z = 0{,}14$.

Dagegen findet sich bei $h = 350$ cm, $V = 1800$ cm/Sek. (65 km/Std.) und Beibehaltung aller übrigen Festwerte $\varepsilon_Z = 0{,}01$.

Das theoretische Hilfsmittel, dessen sich Zimmermann bedient, ist die totale Differentialgleichung

$$\frac{d^2\eta}{d\xi^2} + \frac{\alpha\,\eta}{(1-\xi^2)^2} = 1, \tag{4}$$

wo η und ξ der Ordinate und der Abszisse der von der bewegten Masse beschriebenen Bahn proportional sind (vergl. Abb. 1). Es ist das Verdienst von Zimmermann, das allgemeine Integral dieser Differentialgleichung, das G. G. Stokes unbekannt geblieben war und daher von ihm durch Reihenentwicklungen ersetzt wurde, aufgefunden zu haben.

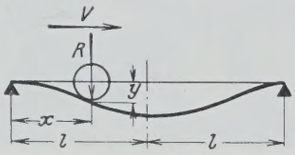


Abb. 1. Zur Theorie des Zimmermann-Effektes.

Die oben eingeführte Zahl ε_Z bedarf zum Unterschiede von später einzuführenden entsprechenden Zahlen für andere dynamische Wirkungen einer kurzen Benennung. Als solche entschließen wir uns, die Bezeichnung „Zimmermann-Effekt“ zu wählen.

Der Vergleich mit dem eingangs erwähnten Meßergebnis der alten englischen Kommission kann nicht wundernehmen, weil die Messungen ja auch alle anderen Einflüsse enthalten und auch wohl Meßfehler aufweisen können, worüber noch später zu sprechen sein wird. Bei richtig angelegten Versuchen und einwandfreien Meßinstrumenten kann man die Wirkung der Fliehkraft isolieren, worüber später ein Beispiel gegeben wird.

b) Auftreten von Schwingungen.

Das Auffahren eines Zuges auf eine Brücke erzeugt aber auch Schwingungen, und zwar aus folgendem Grunde. In der Abb. 2 sei die Brücke als ein „Stab“ (Träger) vorausgesetzt. Ist die Brücke als Vollwandträger hergestellt, so ist die Zulässigkeit dieser Vorstellung ohne weiteres ersichtlich. Handelt es sich um eine statisch bestimmte Fachwerkbrücke, so kann man sie sich durch äquivalente Vollwandbalken ersetzt denken. Über den Begriff der Äquivalenz wird weiter unten zu sprechen sein. Jedenfalls denken wir uns die Brückenträger wie Stäbe, die durch Querschnittsträgheitsmoment J, Querschnitt f, Elastizitätsmaß E, Massendichte ϱ und Stützweite l gekennzeichnet seien.

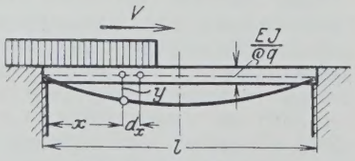


Abb. 2. Zur Theorie des Timoshenko-Effektes.

Will man untersuchen, wie ein derartiger Balken, der frei von äußeren Kräften (Belastungen) sei, sich nur unter Wirkung seiner Trägheits- und Elastizitätskräfte bewegt, so schreibt man das Newtonsche Bewegungsgesetz für ein Stabelement der Länge dx: Masse mal Beschleunigung gleich Kraft hin:

$$\varrho f\,dx \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} = -d\left[E J \cdot \frac{\partial^3 y}{\partial x^3}\right]. \tag{5}$$

Hier ist $\varrho f\,dx$ die Masse des Stabelements, $\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$ seine Beschleunigung in lotrechter Richtung. Ferner ist $M = EJ \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$ das Moment der inneren Kräfte, $S = -\frac{\partial M}{\partial x} = -EJ \cdot \frac{\partial^3 y}{\partial x^3}$ die im betrachteten Querschnitt wirkende Querkraft, $dS = -EJ \cdot \frac{\partial^4 y}{\partial x^4}$ die Differenz der Querkräfte in zwei um dx benachbarten Querschnitten. Durch Division mit dx erhält man die Differentialgleichung

$$\varrho f \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + EJ \cdot \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = 0 \tag{6}$$

der freien oder Eigenschwingungen des Stabes. Diese ist genau untersucht, auch für den Fall, daß eine zeitlich konstante Last $p = f(x)$ für die Längeneinheit auf dem Träger aufruht. Dann ist die obige Differentialgleichung zu ersetzen durch:

$$\varrho f \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + EJ \cdot \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = f(x), \tag{7}$$

und die Eigenschwingung lagert sich lediglich der durch

$$EJ \cdot \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = f(x) \tag{8}$$

gegebenen statischen Durchbiegung über. Das wesentliche Ergebnis der Diskussion von (6) ist die Ermittlung der Grundschwingungsdauer der Brücke:

$$n = \frac{\pi}{2\,l^2}\sqrt{\frac{EJ}{\varrho f}}. \tag{8a}$$

Hierbei ist anzumerken, daß das Produkt ϱf nichts anderes ist, als die auf die Längeneinheit bezogene Systemmasse, für die auch $p : g$ geschrieben werden kann, wo p nunmehr das Gewicht für die Längeneinheit bedeutet.

Handelt es sich nun darum, daß, wie in der Abb. 2 angedeutet, ein Lastenzug mit der Geschwindigkeit V auf die Brücke auffährt, so kann man nicht mehr von Eigenschwingungen allein reden, sondern man hat auch die erzwungenen Schwingungen zu berücksichtigen, die im allgemeinen dadurch gegeben sind, daß auf der rechten Seite der Differentialgleichung (6) Zeitfunktionen auftreten, also im einfachsten Fall:

$$\varrho f \cdot \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + EJ \cdot \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = \varphi(t). \tag{9}$$

Die Funktion $\varphi(t)$ ist aber im Falle des auffahrenden Zuges nicht in geschlossener Form zu schreiben, sondern sie ist zu definieren wie folgt:

$$\begin{cases} \varphi(\xi) = p : o \leqq \xi \leqq x \\ \varphi(\xi) = o : x \leqq \xi \leqq l \\ \xi = Vt, \end{cases} \tag{10}$$

wo p das Gewicht des auffahrenden Zuges je Längeneinheit bedeutet [4]) Führt man nach diesem Ansatz die Rechnung durch, so findet sich, daß

$$\sigma_{dyn} = \sigma_{stat} \cdot \frac{1}{1 - z^2} \tag{11}$$

ist, wo z definiert ist durch

$$z = \frac{V}{2\,l\,n}; \tag{12}$$

schreibt man

$$z = \frac{1}{n} : \frac{2\,l}{V} = \frac{T_s}{2\,T_F}, \tag{13}$$

so erkennt man den halben Quotienten der Brückenschwingungszeit T_s und der Brückendurchfahrzeit

$$T_F = \frac{l}{V}. \tag{14}$$

Nach demselben Verfahren läßt sich der Fall behandeln, daß eine Einzellast über die Brücke fährt. Dann wird deren höchste dynamische Beanspruchungswirkung sich im Verhältnis zur statischen berechnen nach:

$$\sigma_{dyn} = \sigma_{stat} \cdot \left(\frac{1}{1 - z^2} + \frac{8}{\pi^2} \cdot z\right). \tag{15}$$

[3]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1896.

[4]) Eine Behandlung dieses und der folgenden Probleme findet man bei St. Timoshenko, Erzwungene Schwingungen prismatischer Stäbe. Z. f. Math. u. Phys., Bd. 59 (1911), S. 163 u. f.

Hiernach wird man auch vorgehen müssen, wenn eine Lokomotive über eine längere Brücke fährt. Betrachten wir eine Brücke von 35 m Länge und einer Schwingungszahl $n = \frac{\pi}{2\,l^2}\sqrt{\frac{EJ}{\varrho f}} = 4{,}3$ i. d. Sek., auf die eine Lokomotive mit der Geschwindigkeit von 65 km/Std. auffährt, so finden sich $z = 0{,}06$ und

(16) $$\sigma_{dyn} = \sigma_{stat}\,(1 + 0{,}048).$$

Der dynamische Zuschlag beträgt demnach etwa 5 % der statischen Beanspruchung.

Die soeben ermittelten Verstärkungszahlen verwandeln wir in die Zuschlagzahlen

(17) $$\varepsilon_{T_1} = \frac{1}{1-z^2} - 1 = \frac{z^2}{1-z^2}$$

und

(18) $$\varepsilon_{T_2} = \frac{1}{1-z^2} + \frac{8}{\pi^2}\cdot z - 1 = \frac{z^2}{1-z^2} + \frac{8}{\pi^2}\cdot z.$$

Für diese führen wir die Benennung „Timoshenko-Effekt" ein, zur Kennzeichnung des Umstandes, daß der Genannte zuerst die Schwingungen, die beim diskontinuierlichen Überfahren eines Balkens entstehen, als erzwungene Schwingungen erkannt hat. ε_{T_1} gilt für das Fahren eines Lastenzuges, ε_{T_2} für eine Einzellast.

Würde man eine 100 m lange Brücke mit 100 km/Std. Geschwindigkeit durchfahren, so wird $z = 0{,}36$ (die Schwingungszahl einer so langen Brücke kann man — vergl. unten — zu 1,4 Hertz[5]) veranschlagen), wodurch sich der dynamische Faktor

(19) $$\frac{1}{1-z^2} + \frac{8}{\pi^2}\cdot z = 1{,}15 + 0{,}29 = 1{,}44$$

berechnet. Der Beanspruchungszuschlag, d. h. der Timoshenko-Effekt, ist also auf $\varepsilon_{T_2} = 0{,}44 = 44\,\%$ gestiegen.

Bei der obigen Behandlung der Ansätze 11 und 15 ist noch nicht berücksichtigt, daß durch das Auffahren eines Zuges sich die Masse und damit die Schwingungszeit des schwingenden Systems: Brücke + Zug ändert. Diesem Umstande trägt man am besten dadurch Rechnung, daß man in dem Ausdruck für z statt der Schwingungszeit T_s der unbefahrenen Brücke den Wert:

$$\frac{1}{2}\,(T_s + T_z)$$

einführt, wo T_z die Schwingungszahl der Brücke bedeutet, die ihrer ganzen Länge nach mit einem Zuge besetzt ist. Wir werden später sehen, wie sich T_z aus T_s berechnen läßt.

4. Schwingungen der Brücken infolge der Massenwirkung nicht ausgeglichener Lokomotivtriebwerke.

Setzen wir voraus, daß die dynamischen Wirkungen der Triebwerkteile in lotrechter Richtung nicht vollkommen ausgeglichen sind, was bei allen Dampflokomotiven der Fall ist, so haben wir mit periodisch veränderlichen Achsdrücken der Lokomotive zu rechnen, deren Angriffspunkte sich über die Fahrbahn bewegen. Den veränderlichen Anteil der Achsdrücke bezeichnen wir mit $f\cos\omega t$, wo ω die Winkelgeschwindigkeit der Triebräderdrehung

$$\omega = \frac{V}{R}$$

mit R = Triebradhalbmesser bedeutet. Der Wert von f findet sich aber zu:

(20) $$f = m\cdot\frac{V^2}{R^2}\cdot r^2,$$

wo m die Masse eines Gegengewichts, r den Halbmesser seines Schwerpunktes bedeutet. Infolge der Versetzung der Kurbeln wird die Achsdruckschwankung einer Achse $= f\sqrt{2}$ und der ganze resultierende veränderliche Achsdruck einer Lokomotive von j Triebachsen:

(21) $$F = j\sqrt{2}\;m\cdot\frac{V^2}{R^2}\cdot r\cos\omega t = f_j\cos\omega t.$$

Um nun die Wanderung von F längs der Brücke zu berücksichtigen, ist F noch mit einer Zeitfunktion zu multiplizieren, die sich im allgemeinen als Fouriersche Reihe des einzelnen Termes

$$\sin i\pi\frac{t}{T_F}$$

darstellt. F wird so im allgemeinen von der Form sein

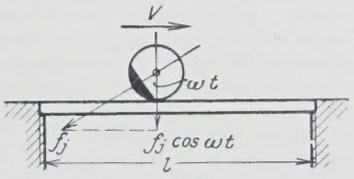


Abb. 3.
Zur Theorie des Räder-Effektes.

(22) $$F = f_j\cos\omega t\cdot\sin i\pi\frac{t}{T_F},$$

also zeitlich abhängig von der Winkelgeschwindigkeit ω der Triebraddrehung und der Durchfahrzeit T_F der Brücke.[6])

[5]) 1 Hertz = 1 Schwingung in der Sekunde.

[6]) Wegen näherer Begründung dieser Darstellungsweise ist auf die oben angezogene Untersuchung von St. Timoshenko zu verweisen.

Außer diesen beiden durch die Lokomotivbewegung gegebenen Größen ist für die Lösung noch die Brückenschwingungszeit T_s von Wichtigkeit, die in den endgültigen Ausdruck für die dynamische Durchbiegung unter Vermittlung der Verhältniszahlen

(23) $$z = \frac{T_s}{2\,T_F} \quad\text{und}\quad \zeta = \frac{T_s}{2\pi : \omega}$$

eingeht.

Hier kann aber

$$\frac{2\pi}{\omega} = T_R$$

gleich der Umdrehungszeit der Triebräder gesetzt werden, wodurch sich findet

(24) $$\zeta = \frac{T_s}{T_R}.$$

Mit diesen Festsetzungen stellt sich die Timoshenkosche Lösung des Problems dar durch:

(25) $$y = \frac{f_j\,l^3}{EJ\,\pi^4}\sum_{i=1}^{i=\infty}\left\{\frac{\sin\left(\frac{i\pi}{T_F}+\omega\right)t}{i^4-(\zeta+iz)^2} + \frac{\sin\left(\frac{i\pi}{T_F}-\omega\right)t}{i^4-(\zeta-iz)^2} + \frac{z}{i}\left[\frac{1}{(iz)^2-(i-\zeta)^2} + \frac{1}{(iz)^2-(i+\zeta)^2}\right]\sin\frac{2\pi i t}{T_s}\right\}.$$

Bei dieser verwickelten Lösung ist vor allem die Diskussion des Falles der Resonanz wichtig, die mit $\zeta = 1$ und somit $T_R = T_s$ eintritt. Das Ergebnis dieser Spezialisierung ist, daß im Falle der Resonanz die Biegungsbeanspruchung einer Brücke auf das $\frac{0{,}25\,\pi}{z}$ fache der durch den Größtwert f_j des veränderlichen Achsdruckanteils verursachten statischen Beanspruchung steigen kann. Bei der unter Ziffer 3b betrachteten 35-m-Brücke war $z = 0{,}06$. Dies würde eine dynamische Beanspruchungssteigerung auf etwa das 13fache bedeuten. Bezieht man aber den Größtwert f_j des variabeln Achsdruckanteils auf das Lokomotivgewicht G, so findet sich praktisch

(26) $$G \approx 10\,f_j \text{ bis } 12\,f_j,$$

wodurch sich ein auf das Lokomotivgewicht bezogener dynamischer Spannungszuwachs von etwa 100 % ergeben würde. Dieser hohe Wert darf nicht überraschen; in Wirklichkeit wird nämlich der dynamische Zuschlag, der der Resonanz zu verdanken ist, durch die bisher noch nicht berücksichtigte Dämpfung der Brücke herabgesetzt. Und ferner ist zu bedenken, daß er sich auf das Lokomotivgewicht allein bezieht, während die statische Beanspruchung bei einigermaßen langen Brücken von dem Gewicht G der Lokomotive und dem Gewicht W einer gewissen Anzahl Wagen herrührt.

Die oben ermittelte Verstärkungszahl $\frac{0{,}25\,\pi}{z}$ ersetzen wir durch die Zuschlagzahl, die wir als Rad-Effekt bezeichnen und kurz schreiben

(27) $$\varepsilon_R = \frac{0{,}25\,\pi}{z} - 1 = \frac{0{,}25\,\pi - z}{z}.$$

5. Zusammenstellung der zahlenmäßigen dynamischen Zuschlaggrößen.

Die oben behandelte 35-m-Brücke, die von einer Güterzuglokomotive von 65 km/Std. Geschwindigkeit befahren wurde, liefert folgende Höchstanteile dynamischer Zuschläge:

a) infolge der Biegungskrümmung der Brücke: Zimmermann-Effekt $\varepsilon_Z = 0{,}01$,

b) infolge von Schwingungen durch das Auffahren des Zuges: Timoshenko-Effekt $\varepsilon_{T_2} = 0{,}05$,

c) infolge der veränderlichen Triebachsdrücke bei Resonanz: Triebrad-Effekt $\varepsilon_R = 1{,}00$.

Zusammen: Dynamischer Effekt $\varepsilon_D = 1{,}06$.

Gegenüber diesem sehr hohen dynamischen Zuschlag von 106 % ist daran zu erinnern, daß er durch die Voraussetzung ungedämpfter Resonanz entstanden ist. Sobald der über die Brücke fahrende Zug die Resonanz vermeidet, muß sich ein wesentlich geringerer Betrag ergeben. Immerhin dürfte dieses Rechnungsergebnis mit den durch die eingangs erwähnte englische Kommission als möglich erwiesenen hohen dynamischen Steigerungen auf das 2- bis 3fache der statischen Beanspruchung im Einklang stehen.

6. Unregelmäßige dynamische oder Stoßbeanspruchungen.

Gegenüber den in den Abschnitten 3 und 4 behandelten dynamischen Vorgängen, die einer theoretischen Analyse zugänglich sind, stellen wir die Stoßwirkungen, deren Entstehungsbedingungen sich nur schwer in mathematische Form bringen lassen und bei denen man auf die allgemeine physikalische Diskussion und auf Messungen angewiesen ist. Diese Stoßwirkungen machen sich in den Brückenspannungsdiagrammen nach Abb. 4

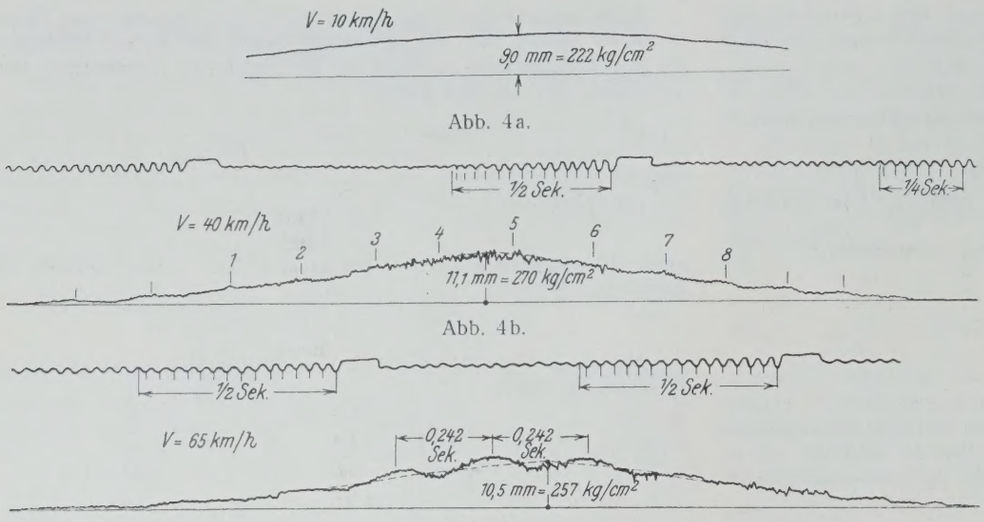


Abb. 4a.

Abb. 4b.

Abb. 4c.

Spannungsdiagramme von der Mitte des Untergurtes der 35 m langen Brücke über den Ruppiner Kanal bei Oranienburg. Fahrten mit einer Lok. Pt 4616 (Gewicht = 97 600 kg) bei 10 (4a), 40 (4b), 65 (4c) km/Std. Geschwindigkeit. Meßinstrument: Spannungsmesser Dr. Geiger älterer Konstruktion.

bemerkbar in den kurzzeitigen Überlagerungen der den Verlauf der Hauptbeanspruchungen darstellenden Schaulinien. Abb. 4a stellt den Spannungsverlauf im Mittelfelde des Untergurts der mehrfach erwähnten 35-m-Brücke dar, während die Fahrbahn von einer Güterzuglokomotive Pt 4616 (Gewicht 97,6 t) mit der Geschwindigkeit $V = 10$ km/Std. durchfahren wurde. Die Höchstspannung findet sich = 222 kg/cm²; der Gesamtverlauf ist ein ganz gleichmäßiger; irgendwelche Stoßwirkungen sind nicht zu sehen. Abb. 4b zeigt den Fahrvorgang mit einer Geschwindigkeit von $V = 40$ km/Std. Hier ist die Hauptbeanspruchungslinie, deren Höchstwert einer Spannung von 270 kg/cm² entspricht, von zahlreichen sehr raschen Schwingungen überlagert, deren Dauer man dadurch abschätzen kann, daß man die Schwingungen in einem der durch die Ziffern 1, 2, 3 . . . begrenzten Intervall, die je etwa einer Zeit = $^1/_4$ Sek. entsprechen, auszählt. Die Dauer der einzelnen raschen Schwingung findet sich dann zu etwa $^1/_{50}$ bis $^1/_{80}$ Sek. Bei Abb. 4c, die einer Fahrgeschwindigkeit $V = 65$ km/Std. entspricht, findet sich für die raschen Schwingungen ungefähr dieselbe Dauer.

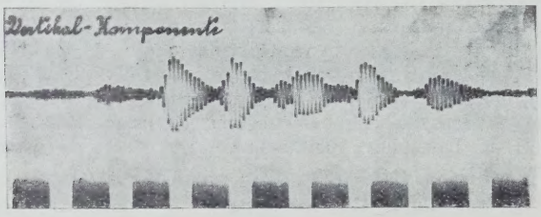


Abb. 5a.

Abb. 5b.

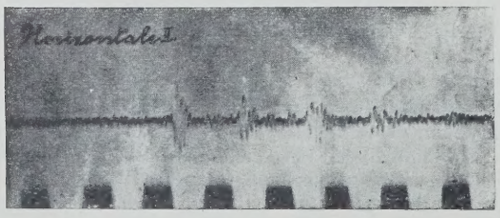


Abb. 5c.

Erdbodenerschütterungen durch einen Straßenbahnwagen. Die schwarzen Marken bedeuten die Zeitintervalle = 0,5 Sek.

Die kurze Schwingungsdauer gibt zunächst negativ den Hinweis, daß diese raschen Spannungsänderungen keinesfalls etwas mit der langsamen Hauptschwingung der Brücke zu tun haben. Sie können auch nicht durch die Fahrzeugbewegung an sich erregt werden; denn durch diese können nur Schwingungen von der Periode der Brückendurchfahrzeit oder der Triebradumdrehungszeit verursacht werden; diese Perioden sind aber rd. 160 mal bezw. 20 mal größer. Offenbar handelt es sich um Eigenschwingungen in begrenzten Bezirken der eisernen Konstruktion, die durch Stöße der Fahrzeugbewegung ausgelöst werden.

Diese Stöße sind unregelmäßige Sekundärerscheinungen des Fahrvorgangs, hervorgerufen durch die Abweichungen der Schienenoberkante von der glatten geraden Linie, der die Schienen berührenden Radbegrenzung von der strengen Kreisform und der Abweichung der Fahrzeugbewegung vom geraden Kurs; die einzelnen Fahrzeuge können, wie man weiß, mit den Radkränzen an die Schienen (im Zickzackkurs) anlaufen. Alle diese Wirkungen müssen sich, indem stets nur begrenzte Bezirke der Konstruktion (Längsträger, Querträger, Hauptträger) mit höheren Eigenschwingungszahlen getroffen werden, zu den Spannungsmeßstellen fortpflanzen.

Derartige Sekundärwirkungen der Fahrzeugbewegung werden überall da allein beobachtet, wo Gelegenheit zu den regelmäßigen Wirkungen, d. h. den Schwingungen des beiderseitig unterstützten Balkens fehlt. Ein solcher Fall liegt am reinsten vor bei der Bewegung der Straßenbahnwagen auf Schienen, die vollkommen im Erdboden eingebettet sind. Die Abb. 5a, b, c geben die Erschütterungen des Erdbodens beim Fahren eines vierachsigen Straßenbahnwagens (zwei Drehgestelle) über eine Schienenkreuzung wieder, die mit Seismometern nach den drei Komponenten in 25 m senkrechtem Abstand von der Straßenbahngleisachse gemessen wurden.[7])

In dem Diagramm 5a treten die vier Vertikalschwingungsgruppen deutlich hervor, die die vier Räder des Straßenbahnwagens beim Fahren über die Kreuzung hervorrufen. Zum Vergleich mit der Fahrzeugbewegung über eine Brücke ist das Diagramm 5b wichtig, das beweist, daß auch beträchtliche Wirkungen parallel zur Fahrtrichtung vorhanden sein können. Wichtig ist schließlich auch die Periode aller dieser Schwingungen, die unabhängig von der Fahrgeschwindigkeit zu $^1/_{30}$ Sek. gefunden wurde, also größenordnungsgleich mit der Periode der Stoßschwingungen bei der Brücke und entsprechend der niedrigeren Schallgeschwindigkeit des Erdbodens gegenüber der Eisenschallgeschwindigkeit wesentlich länger als diese.

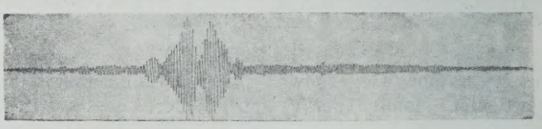


Abb. 6. Vor- und Nachläufer der Hauptstoßerschütterungen eines Straßenbahnwagens bei 33,3 km/Std. Geschwindigkeit.

Bedeutung besitzt für unsere Zwecke auch das Diagramm Abb. 6, das lotrechte Schwingungen bei 33,3 km/Std. Geschwindigkeit zeigt. Hier haben wir vor und hinter der durch die Kreuzung ausgelösten Hauptschwingungsgruppe, deren einzelne Elemente infolge der hohen Fahrgeschwindigkeit nur noch entsprechend der Aufeinanderfolge der Drehgestelle getrennt erscheinen, schwächere Schwingungszüge, die bei etwa 30 km/Std. Geschwindigkeit ganz plötzlich aufzutreten beginnen. Wir erinnern uns hier des Vergleichs der Abb. 4a und 4b, von denen die erstere ganz stoßfrei verläuft, während bei 4b (40 km/Std.) die Stoßschwingungen schon voll ausgebildet sind. Es wäre bei späteren Versuchen zu ergründen, ob auch bei den Eisenbahnbrücken die Stoßschwingungen den Charakter des plötzlichen Einsatzes bei einer bestimmten kritischen Geschwindigkeit haben. (Fortsetzung folgt.)

[7]) Ich verdanke diese Diagramme der liebenswürdigen Zustimmung des Herrn Dr. W. Schneider, Potsdam, der demnächst in der Z. f. techn. Phys. 1928, Heft 1, über eine Untersuchung der Bodenerschütterungen durch Straßenbahnwagen berichten wird.

Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **La Baume,** Magistratsbaurat.

(Fortsetzung aus Heft 1.)

Der Senkkasten besteht aus Eisenbeton mit profilierter Schneide, die durch eine aus I-Trägern gebildete Querverbindung besonders gesichert ist (Abb. 7). Der Tunnelquerschnitt (Abb. 8), ebenfalls in Eisenbetonkonstruktion, hat durchgehend etwa 45 cm Wandstärke und ist mit Rücksicht auf etwaige gegenseitige Versetzungen der beiden Tunnelhälften in Strommitte in den Lichtmaßen mit einem Spielraum von 20 cm in der

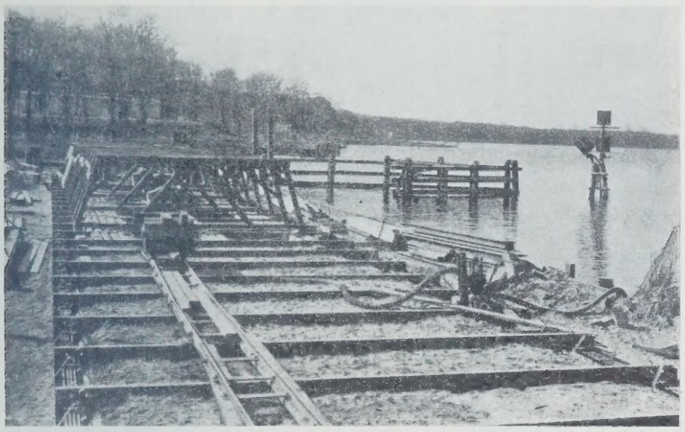


Abb. 7. Schneide und Traversen des Bauabschnitts I.

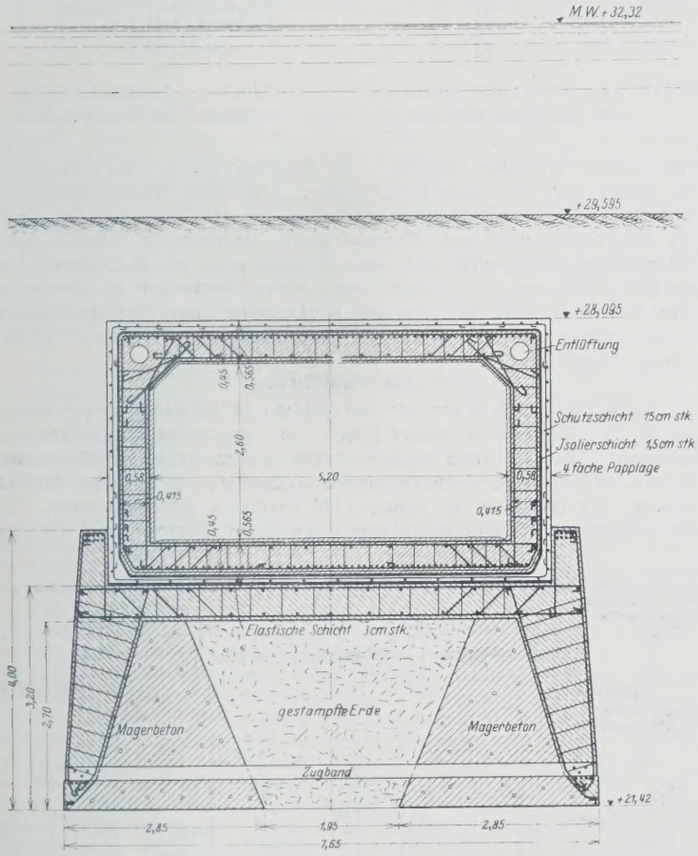


Abb. 8. Normaler Querschnitt.

Wagerechten und 10 cm in der Senkrechten ausgestattet, so daß seine lichte Öffnung im Rohbau 5,20 × 2,60 m beträgt. Die den Tunnel umgebende Dichtung besteht aus vier Lagen asphaltgetränkter Wollfilzpappe ohne jede Besandung. Die Dichtung wurde derartig verlegt, daß zwei aufeinanderliegende Schichten beiderseits mit reinem Asphalt gestrichen wurden, wodurch ein bedeutend besseres Anhaften der einzelnen Lagen erzielt wurde. Der äußere Schutz der Dichtung wurde erzielt durch eine in der Decke 12 cm, im übrigen 15 cm starke Betonschutzschicht, die mit Rücksicht auf den Absenkungsvorgang ringförmig bewehrt werden mußte. Sowohl der Senkkasten wie der Tunnelschlauch besitzen Längsbewehrung, letzterer derart, daß er in der Lage ist, sich über 25 m als Balken auf zwei Stützen zu tragen bezw. über 12,5 m auszukragen. Diese Längsbewehrung, die bei den meisten Tunneln fehlt, hatte zunächst den Zweck, den Tunnel gegen Durchbrechen beim Absenkungsvorgang zu sichern, sie bildet aber auch im fertigen Zustande eine gute Sicherung gegen ver-

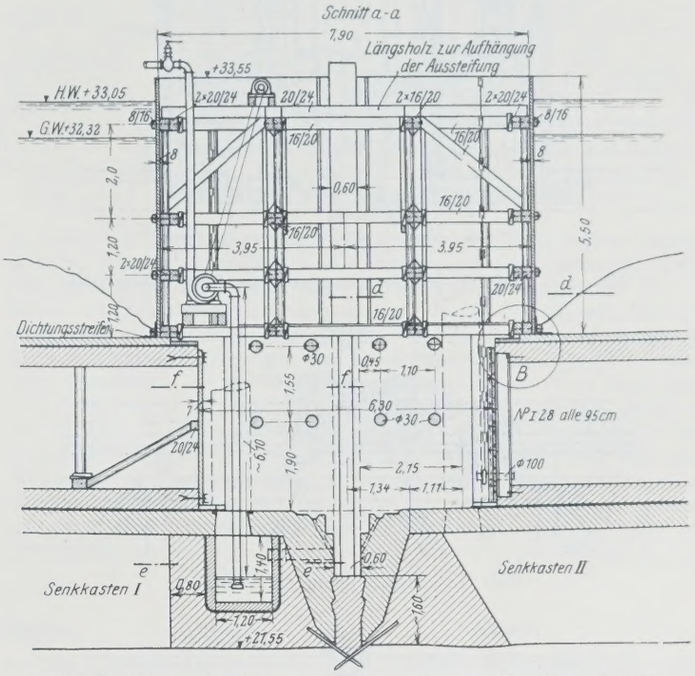


Abb. 9. Längsschnitt durch die Baugrube des Bauabschnitts III.

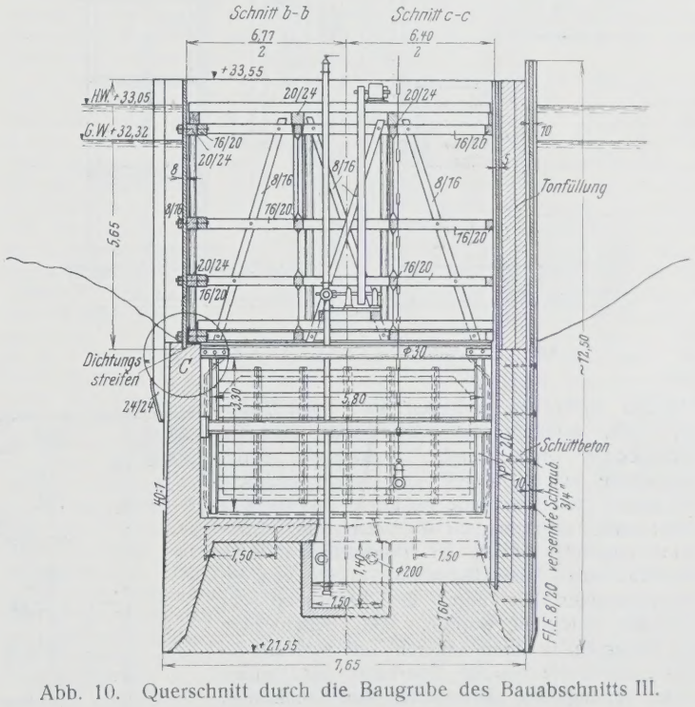


Abb. 10. Querschnitt durch die Baugrube des Bauabschnitts III.

schiedenartige Setzungen, weshalb sie durch das Mittelstück des dritten Bauabschnitts hindurchgeführt wurde, wo verschiedene Setzungen der beiden zeitlich getrennt abgesenkten Senkkasten am ehesten zu befürchten waren.

Die interessanteste Aufgabe war der Entwurf für den Bauvorgang der Verbindung beider abgesenkten Teile unter Wasser. Das Charakteristische dieses Bauabschnitts ist die Herstellung einer offenen Baugrube ohne Grundwasserabsenkung, deren Konstruktion in ihrem unteren Teil aus Eisenbeton, oberhalb der Tunneldecke aus hölzernen Spundwänden bestand, die während des Absenkungsvorganges aufgesetzt wurden. Die Baugrube war so eingerichtet, daß nach der Absenkung nur noch ein

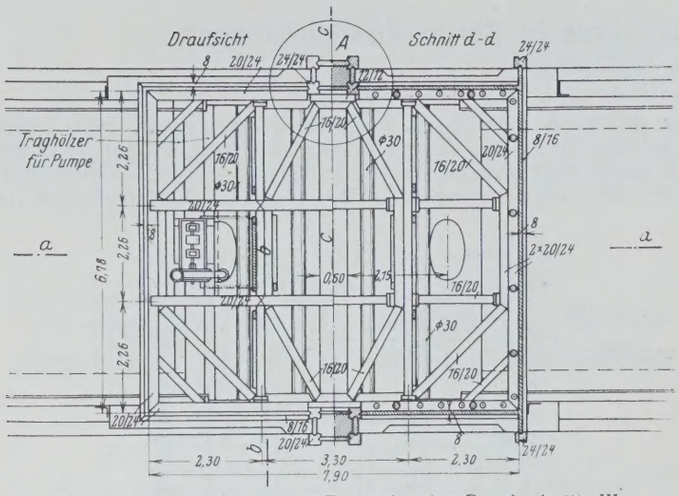


Abb. 11. Aufsicht auf die Baugrube des Bauabschnitts III.

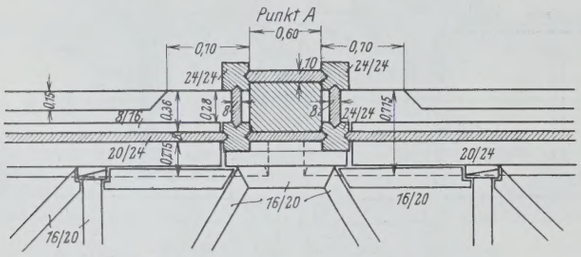


Abb. 13. Einzelheiten der Abb. 11.

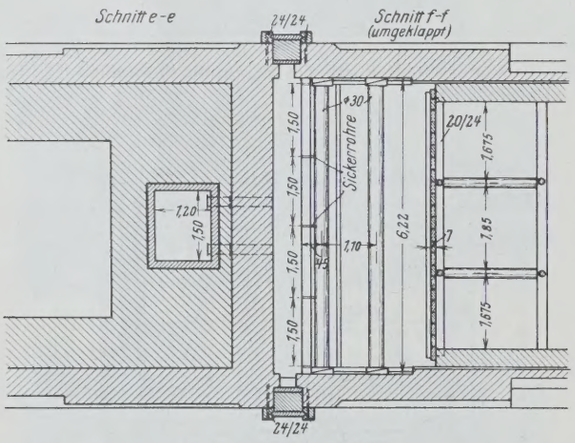


Abb. 12. Schnitt *e—e* und *f—f* der Abb. 9.

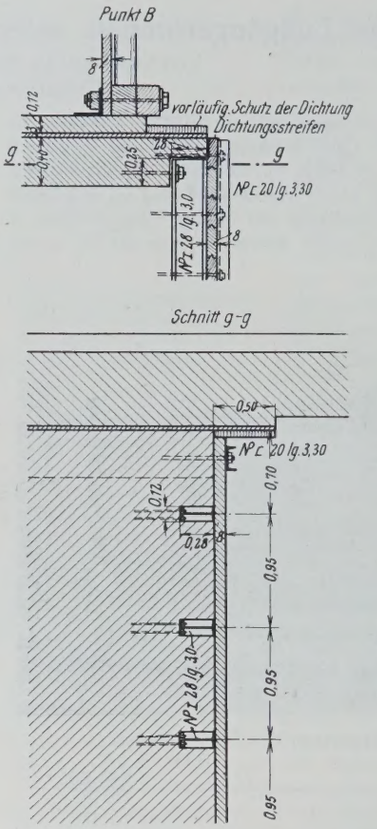


Abb. 14. Ansatz der Stülpwand auf die Tunneldecke.

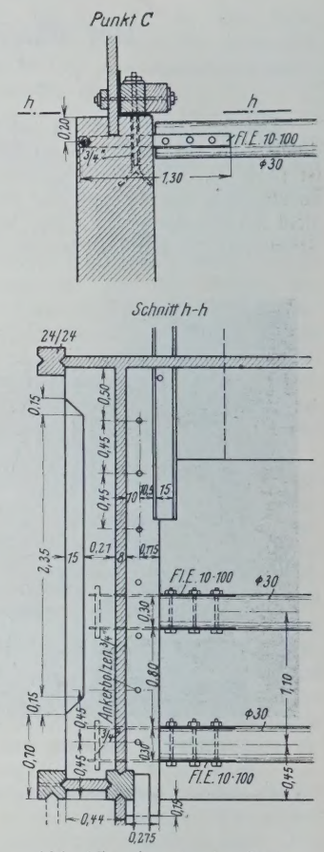


Abb. 15. Ansatz der Stülpwand auf die Wangenmauer.

schmaler Schlitz zu schließen war. Den Boden der Grube bildeten die wasserseitig über die Tunnelenden vorspringenden Senkkasten, deren Stirnwände einen Abstand von 60 cm besaßen. Der durch die Stirnwände gebildete Bodenschlitz sollte nach Entfernung der Erdmassen mit Schüttbeton ausgefüllt werden. Er erhielt einen unteren Abschluß durch kurze Bohlenstücke, die von der Arbeitskammer her unter die Stirnseiten der Schneide getrieben wurden. Die Seitenwände der Baugrube in ihrem unteren Teil wurden gebildet durch die bis zur Oberkante der Tunneldecke verlängerten Seitenwände der Senkkasten, entsprechend den Wangenmauern unter den Treppen. Der weitere Abschluß nach oben hin wurde durch die auf die Wangenmauern und die Tunneldecke aufgesetzten Stülpwände hergestellt. Diese im Grundriß U-förmigen, aus Spundwänden bestehenden Holzkonstruktionen trugen an den Enden zwei starke Kanthölzer, die an den vorderen Stirnflächen der Wangenmauern bis zur Schneide herunterliefen. Sie bildeten die Begrenzung des nach der Absenkung zu schließenden Seitenschlitzes, der nur durch das Einschieben von zwei starken Bohlen in die Nuten der Kanthölzer geschlossen zu werden brauchte. Zur Sicherheit konnte der Seitenschlitz mit Beton oder Ton ausgefüllt werden. Auf diese Weise wurde eine allseitig geschlossene Baugrube geschaffen, in der das durch den Beton der Senkkastendecke und Wangenmauern eindringende Wasser durch Rillenplatten aufgefangen und einer Sammelstelle im Bodenschlitz zugeleitet wurde, von wo es durch zwei Rohrverbindungen in einen unter dem Schachtdurchlaß des zweiten Senkkastens angeordneten Pumpensumpf geführt und von dort durch eine Kreiselpumpe entfernt werden konnte (Abb. 9 bis 15).

3. Die Ausführung.

Noch ehe die Arbeiten für den Rohbau in Auftrag gegeben waren, wurde die Flußsohle in ganzer Breite des Spreebettes auf 2,50 m ausgebaggert. Diese Arbeiten wurden bereits in dem verhältnismäßig milden Winter 1925/26 ohne Unterbrechungen vollendet, so daß mit der Einrichtung der Baustelle im Januar 1926 begonnen werden konnte. Für die Lieferung der Druckluft und des elektrischen Stromes wurde auf dem

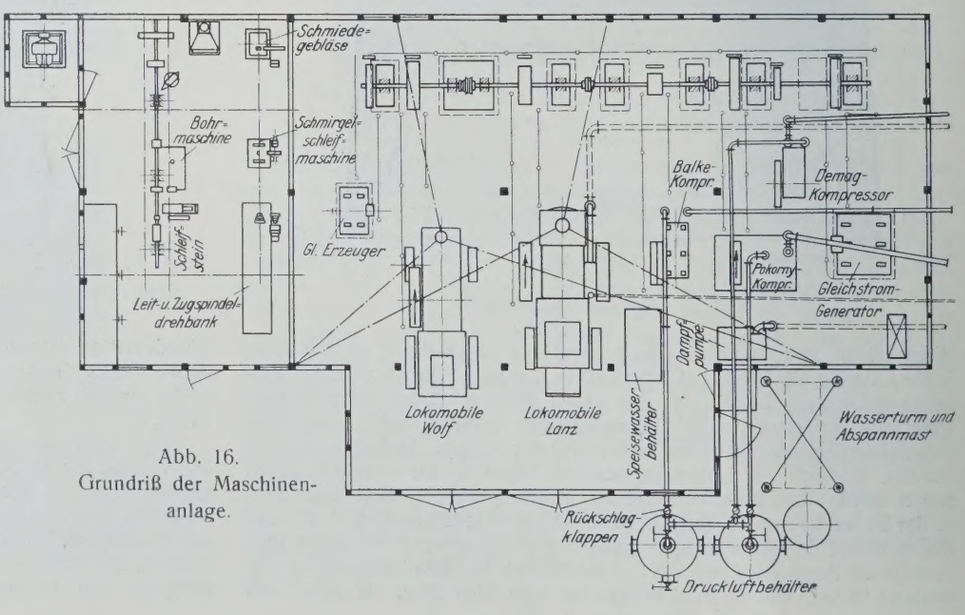


Abb. 16. Grundriß der Maschinenanlage.

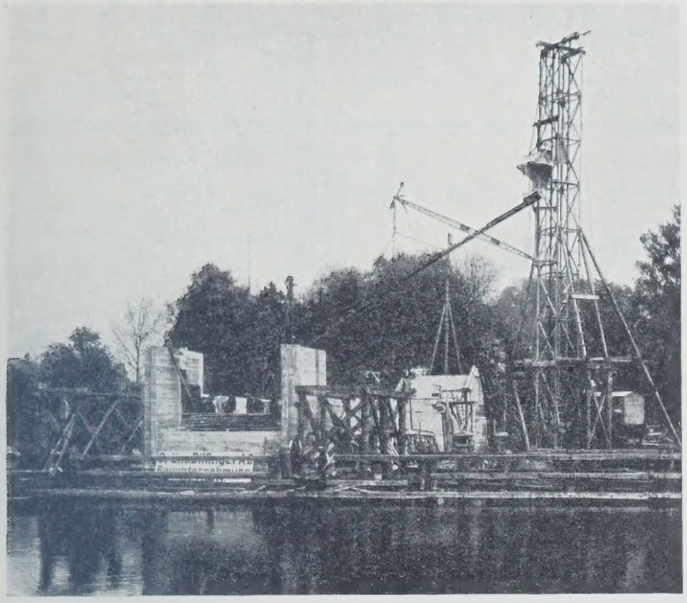


Abb. 18. Betoniervorrichtung und wasserseitige Wangenmauern.

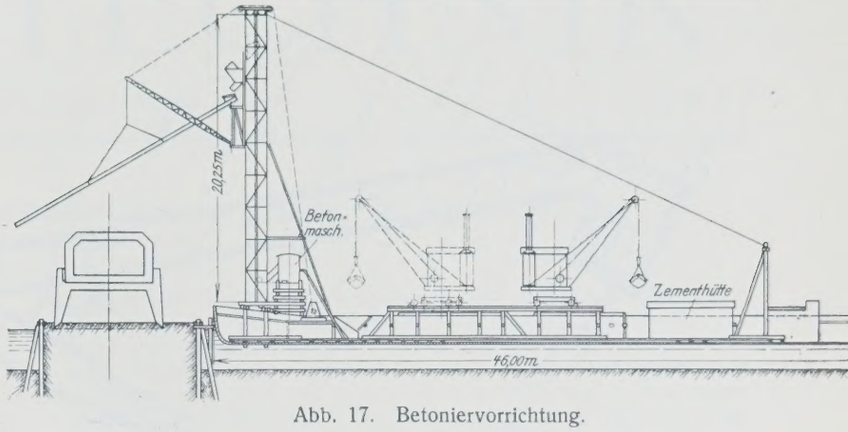


Abb. 17. Betoniervorrichtung.

Gelände des Müggelparks ein Maschinenhaus errichtet, das mit zwei Lokomobilen von 100 bezw. 80 PS Leistung ausgestattet war. Die Druckluft wurde durch zwei Kompressoren erzeugt; zwei Elektromotoren lieferten die Energie für den Baustellenbetrieb und die Beleuchtung. Dazu kam ein dritter Kompressor für einen Druckluftmotor zum Betrieb einer Schüttelrinne im Innern der Senkkasten. Die Anlage, die vom städtischen Stromnetz unabhängig war, ist in Abb. 16 im Grundriß dargestellt. Um die Arbeit des Betonierens zu vereinfachen, wurde die gesamte Betoniervorrichtung schwimmend eingerichtet. Auf einem Fahrzeug wurden ein Zementschuppen, ein Kieskran, der den Kies von dem längsseits liegenden Kahn entnehmen konnte, die Mischmaschine und das 20 m hohe Turmgerüst montiert, das den Beton aus der Mischmaschine aufwärts beförderte und in einen Trichter kippte, von wo er durch eine Gießrinne zur Verwendungstelle gelangte (Abb. 17 u. 18). Die schwimmende Betoniereinrichtung hat sich gut bewährt; ihr einziger Fehler lag in der übermäßigen Längsbeanspruchung des Fahrzeugs, das sich infolge der Turmlast auf dem Vorschiff zum Schluß der Arbeiten stark verzogen hatte und unbrauchbar wurde. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Januar erschienene Heft 2 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Die Schalengewölbe der Großmarkthalle Frankfurt a. M. — Oberbaurat Ing. M. Spindel: Bildliche Darstellung der geeignetsten Zusammensetzungen und Vorausbestimmung der Druckfestigkeit von Mörtel und Beton mit Hilfe des Parallelogramms für das Vierstoffsystem. — Ing. Robert Schwarz: Berechnung des Rahmenwindverbandes von Zweigelenkbogenbrücken mit Kreisform und unveränderlichem Trägheitsmoment bei Berücksichtigung elastischer Einspannung durch die Endquerträger. — Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am Mittwoch, den 25. Januar 1928, abends 7,30 Uhr, findet im großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, ein Vortrag des Reichsbahnrates Dr.-Ing. Rudolf Bernhard über „Bestimmung von verwickelten Spannungszuständen in elastischen Körpern mit Hilfe von Versuchsmodellen" statt. Eintritt frei, Gäste sind willkommen.

Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1928. Die laufenden und einmaligen Ausgaben sind veranschlagt auf zusammen 4 046 876 444 R.-M., die Ausgaben auf zusammen 4 120 553 444 R.-M., so daß von den letzteren ein Betrag von 73 677 000 R.-M. unausgeglichen bleibt.

Für Unterhaltungs- und Neubauten auf den Gebieten des Bauingenieur- und Kulturbauwesens erscheinen an dauernden und einmaligen Ausgaben u. a. (sämtliche Summen in Reichsmark):

Domänenverwaltung. Wege-, Brücken-, Schleusen-, Kanal-, Deich- und andere Ufer- und Wasserbauten, die der Domänenverwaltung obliegen, 500 000, Beihilfen zu Wegebauten und Eisenbahngüterhaltestellen, die von wesentlichem Nutzen für die Domänenverwaltung sind, 200 000, Neubau der Leinebrücke bei der Domäne Ruthe, Kreis Hildesheim, 170 000.

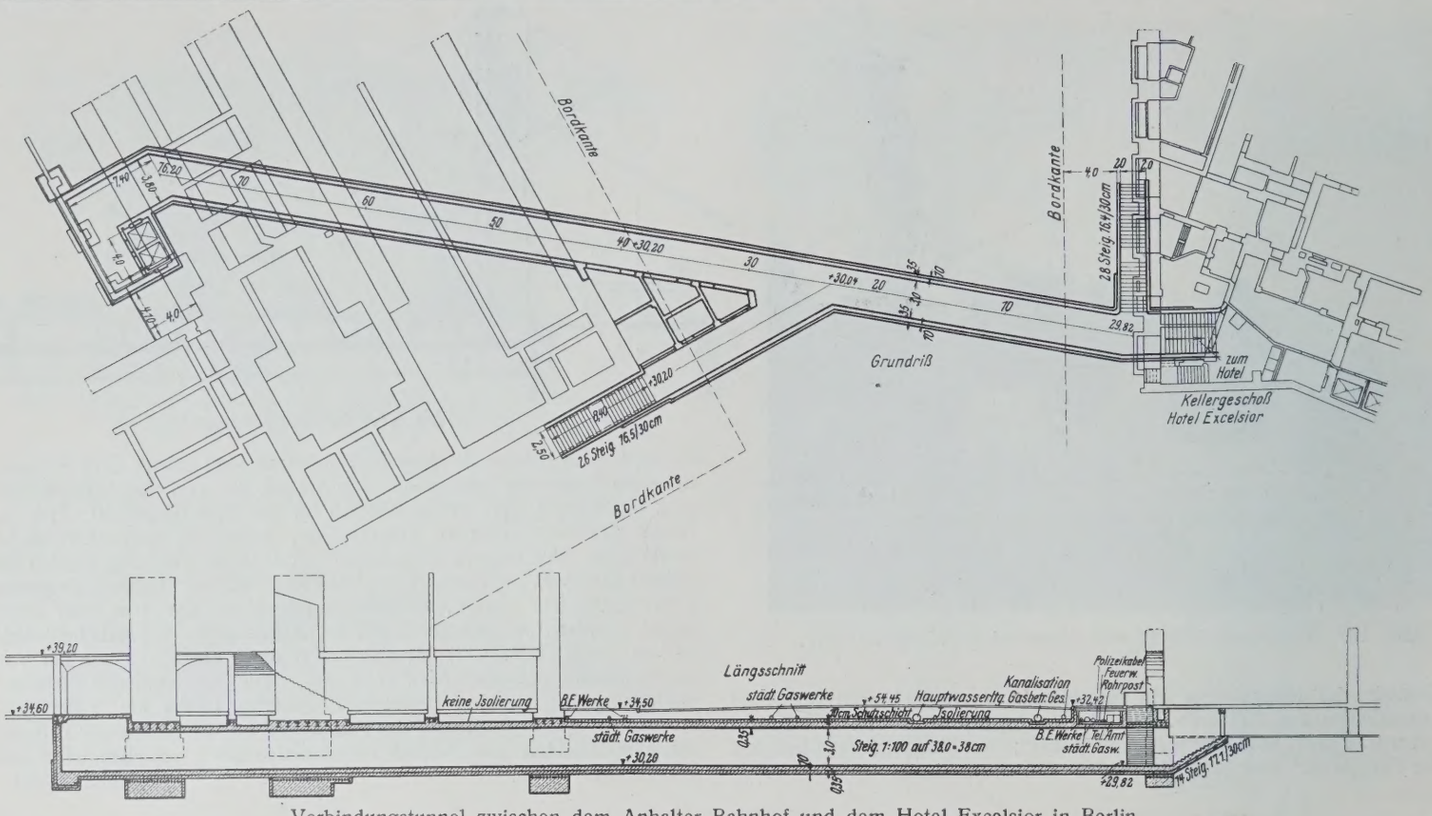
Forstverwaltung. Unterhaltung und Neubau öffentlicher Wege innerhalb der Forsten 6 500 000, Kosten für Vorflut (Grabenräumung) 600 000, außerordentlicher Zuschuß zum Forstkulturfonds 5 000 000, desgl. zum Forstbaufonds 1 500 000, Wege- und Brückenbauten sowie Bau und Unterhaltung von Eisenbahngüterhaltestellen, die von wesentlichem Nutzen für die Forstverwaltung sind, 600 000, Wasserbauten in den Forsten 375 000.

Gestütsverwaltung. Neubau einer zentralen Wasserversorgungsanlage für das Haupt- und Landgestüt Neustadt a. d. Dosse 132 000.

Handels- und Gewerbeverwaltung. Kosten bei Vorarbeiten auf dem Gebiete des Hafen-, Brücken- und Fährenbaues 20 000, Unterhaltung und Betrieb der staatlichen Häfen und Schiffahrtanlagen sowie der Brücken und Fähren über natürliche Reichswasserstraßen im Seeschiffahrtsgebiet, Förderung von derartigen nichtstaatlichen Anlagen; Seeschiffsvermessungen 6 725 500, Unterhaltung und Betrieb der staatlichen Häfen und Schiffahrtanlagen sowie der Brücken und Fähren über natürliche Reichswasserstraßen im Binnenschiffahrtsgebiet, Förderung von derartigen nichtstaatlichen Anlagen; Binnenschiffseichungen 950 000, Ausbau von Uferschutzwerken östlich des Hafens Rügenwaldermünde (4. Teilbetrag) 160 000, Untersuchung staatlicher Brücken auf ihre Standsicherheit, Feststellung der erforderlichen Um- und Neubauten dieser Brücken sowie sonstige bautechnische Untersuchungen 129 000, Neubau der Weserbrücke in Hameln (1. Teilbetrag) 400 000, Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues (Ergänzungsbetrag) 3000, Zuschußanteil Preußens an der Unterhaltung des Betriebes einer Schnelldampferlinie Swinemünde—Pillau 253 500, einmalige Verstärkung des bei Kap. 71 Tit. 51 zur Förderung des Luftfahrwesens vorgesehenen Betrages 4 500 000.

Landwirtschaftliche Verwaltung. Laufende Ausgaben: Hebung der Fischerei insgesamt 174 000, Unterhaltung von Deichen, Dämmen, Ufern, staatseigenen Entwässerungsanlagen und Liegenschaften einschl. aus besonderen Fonds, ferner von Wasserläufen zweiter und dritter Ordnung und von wasserbaufiskalischen Brücken über diese Wasserläufe 237 000, Unterhaltung der Meliorationsanlagen im Gebiete der Elbumflut bei Magdeburg 24 500, Dünenwesen an der Ostseeküste 30 000, Vorarbeits- und Verwaltungskosten in Kultur- und Deichbauangelegenheiten 500 000, für das Moorwesen einschl. der Beihilfen zur Unterhaltung einer Moorversuchsstation in Bremen und der Vergütungen für zehn bei ihr beschäftigte Beamte 220 000, Ausführung des Gesetzes, betr. Schutzwaldungen und Waldgenossenschaften, sowie Förderung der Wald- und Wiesenkultur überhaupt 80 000, Ausführung des Gesetzes vom 16. September 1899 (G.-S. S. 169), betr. Schutzmaßregeln im Quellgebiete der linkseitigen Zuflüsse der Oder in der Provinz Schlesien 3000, Förderung genossenschaftlicher und kommunaler Flußregulierungen und Anlagen zum Einlassen von Flußwasser in bedeichte Flußniederungen 1 600 000, Unterhaltung preußischer Wasserläufe erster Ordnung und ihrer Häfen einschl. der Leinpfade und Wasserleitungen, von Fähren und Brücken über diese Wasserläufe mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Regulierung dieser Wasserläufe und Bezeichnung des Fahrwassers in ihnen, auch zur Gewährung von Beihilfen zur Förderung von der Binnenschiffahrt nützlichen, wie von Entschädigungen für die Beseitigung von der Binnenschiffahrt hinderlichen Anlagen, Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien 2 300 000, Unterhaltung von Seeufern und von nicht dem allgemeinen Verkehr dienenden Seewasserstraßen mit Ausschluß der größeren Neubauten und Hauptinstandsetzungen, Unterhaltung und Vervollständigung von Dünen, auch zur Gewährung von Beihilfen hierfür, Beschaffung von Beamtenhäusern nebst Dienstländereien 2 005 000, Abwendung und Bekämpfung der Hochwasser- und Eisgefahr 37 800, Unterhaltung der Wege, Brücken und Fähren auf Grund rechtlicher Verpflichtungen des Wegebaufiskus 125 000, Beobachtung der in den Flüssen vorkommenden Wasserstände und Messung der hierbei zum Abfluß gelangenden Wassermengen sowie Feststellung des tatsächlichen Verlaufes der Hochwasserwellen in den preußischen Stromgebieten 67 000, Unterhaltung und Ergänzung der baulichen und maschinellen Anlagen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin 110 000, Z. V. für literarische und andere gemeinnützige Zwecke im Fache der Baukunst und Bauwissenschaft 4000. (Schluß folgt.)

Verbindungstunnel zwischen dem Anhalter Bahnhof — Ecke Möckernstraße, Askanischer Platz — und dem Hotel Excelsior in Berlin. Die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Ortsgruppe Brandenburg, veranstaltete am 9. Dezember 1927 eine Besichtigung des im Bau begriffenen Tunnels. Das auf eine Bausumme von etwa 500 000 R.-M.



Verbindungstunnel zwischen dem Anhalter Bahnhof und dem Hotel Excelsior in Berlin.

veranschlagte, von der Julius Berger Tiefbau A.-G. ausgeführte Bauwerk ist für die leichtere, durch den starken Verkehr in der Königgrätzer Straße nicht gehemmte Verbindung zwischen Bahnhof und Hotel bestimmt, dient also in erster Linie der Bequemlichkeit der Hotelgäste. Wie die Abbildung zeigt, kann der Tunnel jedoch auch von Straßenfußgängern für die Überquerung der Königgrätzer Straße zwischen der Einmündung der Möckernstraße und dem nördlichen Fußweg der ersteren benutzt werden und bildet so eine sehr zu begrüßende Erleichterung auch des öffentlichen, an dieser Stelle recht beengten Verkehrs.

In technischer Hinsicht bemerkenswert ist die Ausführung vor allem durch die Unterfangung der starken, schwer belasteten Hauptmauern des Bahnhofsgebäudes sowie durch die während der Bauzeit erforderliche Aufhängung, und spätere Unterstützung zahlreicher Rohrleitungen und Kabel. Ki.

Gebührenordnung für Ingenieure vom 1. Juli 1927. Aufgestellt vom AGO, Berlin. Verlag von Julius Springer. Preis 75 Pfg. Die neue GO schließt sich in ihrer Anordnung dem Aufbau der GO der Architekten vom 1. Juli 1926 an. Alle Rechtsfragen, die früher im Teil I der GO standen, sind herausgenommen, dafür sind der GO gleich Bestimmungen angedruckt über das Vertragsverhältnis zwischen Auftraggeber und Ingenieur, die sich bis auf kleine Abweichungen decken mit den Vertragsbestimmungen der Architekten. Die rechtlichen Vereinbarungen haben aber, soweit sie die sonstigen Rechtsbestimmungen ergänzen oder abändern, nur dann Rechtskraft, wenn der Ingenieur mit dem Auftraggeber einen Vertrag abgeschlossen hat, daß für das Bauvorhaben die GO samt den Vertragsbestimmungen als integrierender Teil des Vertrages Gültigkeit haben sollen.

Die neue GO hat dieselben Prozentsätze wie die GO vom 10. November 1925, nur fällt der 15%ige Abschlag von der Gebühr fort. In den Bauklassen sind einige kleine Verschiebungen und Ergänzungen eingetreten. Geblieben sind die Stundensätze und die Reiseaufwandentschädigungen. Neu ist, daß bei den Leistungen der Ingenieure auch die örtliche Bauleitung mit festen Prozentsätzen aufgeführt wird. Da ihre Übernahme bei den Ingenieuren nur fakultativ ist, so findet sich die örtliche Bauleitung auch unter den Nebenkosten; sie kann also wie bisher auch nach den wirklichen Aufwendungen einzeln berechnet werden.

Neu ist ferner ein Abschnitt mit festen Prozentsätzen nach der Rohbausumme für statische Berechnungen als Sonderleistung sowie für deren Prüfung und für die Hilfeleistung der Ingenieure bei der Oberleitung schwieriger Hochbaukonstruktionen.

Hoffentlich wird die Neufassung der GO auf längere Zeit unverändert Gültigkeit haben und sich dann auch den Gerichten gegenüber ebenso allgemein durchsetzen, wie das bei der GO von 1901 der Fall war, die fast 20 Jahre unverändert bestanden hat.

Personalnachrichten.

Bayern. Verliehen wurde: der Titel eines Oberregierungsrates auf die Dauer der derzeitigen Verwendung dem Regierungsbaurat 1. Kl. bei der Regierung der Pfalz Georg Dirrigl; — der Titel und Rang eines Oberregierungsbaurates dem Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Speyer Karl Bundschuh, dem Oberbauamtmann und Vorstand des Kulturbauamts Pfarrkirchen Eugen Vogler, dem Oberbauamtmann und Vorstand des Kulturbauamts Landshut Otto Hahn, dem Oberbauamtmann und Vorstand des Landbauamts Augsburg Friedrich v. Cramer; — der Titel und Rang eines Regierungsbaurates 1. Kl. dem Regierungsbaurat im Staatsministerium des Innern Eugen Zehrer; — der Titel und Rang eines Oberbauamtmannes den Bauamtmännern Emil Berndt des Landbauamts Landshut, Peter Vollert des Landbauamts Würzburg, Max Schmautz des Landbauamts Kempten, Georg Vogel des Landbauamts Weilheim, Karl Martin der Sektion für Wildbachverbauung Rosenheim, Karl Knab des Straßen- und Flußbauamts Augsburg, Heinrich Puchner des Straßen- und Flußbauamts München, Gregor Scheitel des Neubauamts für Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau in Würzburg, Oskar Falkner von Sonnenburg des Straßen- und Flußbauamts Simbach, Robert Schorer des Straßen- und Flußbauamts Kronach, Dominikus Trommer des Kulturbauamts Weilheim, Hans Schneeberger des Kulturbauamts Pfarrkirchen, Friedrich Stoll des Kulturbauamts Pfarrkirchen, Joseph Bauer des Kulturbauamts Weilheim; — der Titel und Rang eines Regierungsbaurates den Bauassessoren Max Leidlein bei der Regierung der Pfalz, Bruno Wiesinger bei der Regierung von Oberbayern; — der Titel und Rang eines Bauamtmannes den Bauassessoren Ludwig Meyerhofer beim Straßen- und Flußbauamt Ingolstadt, Friedrich Wittstadt beim Straßen- und Flußbauamt Landshut, Konrad Häckel beim Straßen- und Flußbauamt Traunstein, Ludwig Seywald beim Neubauamt für Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau in Regensburg.

Sächsische Straßen- und Wasserbauverwaltung. Angestellt: Regierungsbaumeister Gerstenberger beim Kanalbauamt Leipzig ab 1. 7. 1927; Regierungsbaumeister Schall beim Straßen- und Wasserbauamt Freiberg ab 1. 7. 1927.

Ernannt: Regierungsbaudirektor Eberding beim Straßen- und Wasserbauamt Chemnitz zum Vorstand des Neubauamts für Straßenneubauten im Bezirke des Straßen- u. Wasserbauamts Chemnitz in Chemnitz ab 1. 10. 1927.

Versetzt: Regierungsbaurat Dr.-Ing. Jehne vom Wasserkraftbauamt Wurzen zur Wasserbaudirektion ab 1. 7. 1927; Regierungsbaurat Eichler von der Straßenbaudirektion als Regierungsbaudirektor zum Straßen- und Wasserbauamt Schwarzenberg ab 1. 9. 1927, Regierungsbaurat Rentsch vom Straßen- und Wasserbauamt Bautzen zur Straßenbaudirektion ab 1. 9. 1927.

Ausgeschieden: Regierungsbaurat Funke bei der Straßenbaudirektion am 30. 6. 1927, Regierungsbaurat Hirche bei der Wasserbaudirektion am 31. 7. 1927, Regierungsbaurat Busch, Vorstand des Neubauamts für Straßenneubauten im Bezirke des Straßen- und Wasserbauamts Chemnitz in Chemnitz am 30. 9. 1927.

INHALT: Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927. — Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken. — Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen. (Fortsetzung.) — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1928. — Verbindungstunnel zwischen dem Anhalter Bahnhof (Ecke Möckernstraße, Askanischer Platz) und dem Hotel Excelsior in Berlin. — Gebührenordnung für Ingenieure vom 1. Juli 1927. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 27. Januar 1928. Heft 4

Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialdirektor **Gährs**, Berlin.

(Fortsetzung aus Heft 3.)

4. Elbegebiet und Mittellandkanal.

An der Elbe wurden über die gewöhnlichen Unterhaltungsarbeiten hinaus eine Reihe von Maßnahmen durchgeführt zur Erhaltung und Verbesserung des Fahrwassers an ungünstigen Stellen.

Auf der seit 1919 im Bau befindlichen Strecke des Mittellandkanals von Hannover nach Peine und am Hildesheimer Zweigkanal wurden im Jahre 1927 die Arbeiten so weit beendet, daß für den 1. April 1928 mit der Aufnahme des Probebetriebes zu rechnen ist. Als bemerkenswertestes Bauwerk ist die Doppel-Schleusenanlage bei Anderten zu erwähnen, über die sich im Schrifttum bereits verschiedentlich Angaben finden.[13]) Abb. 7 zeigt die Ansicht der Schleuse vom Unterhafen aus mit der Schalung für die über das Unterhaupt führende Straßenbrücke, dem Pumpengebäude rechts, dem Betriebsgebäude auf der Schleusenplattform und den Kranen für die Bauausführung. Abb. 8 zeigt den Grundriß der Schleuse, Abb. 9 Schnitte durch die Speicheranlage.

Abb. 7. Schleuse Anderten, Ansicht vom Unterhafen aus.

Die größte Arbeit, die auf Grund des Arbeitsbeschaffungsprogramms in Angriff genommen wurde, ist die Fortsetzung des Mittellandkanals über Peine hinaus nach Burg am Ihle-Kanal. Das Wesentliche hierüber ist bereits in der „Bautechnik" 1927, Heft 50, nach einem Vortrage des Geheimrats Volk mitgeteilt.

Von besonderem technischen Interesse sind unter den begonnenen Ausführungen für die Fortsetzung des Mittellandkanals die Arbeiten im Drömling und die an der hohen Dammstrecke nördlich Magdeburg.

Im Drömling liegt auf der in Angriff genommenen Strecke zwischen Vorsfelde und Rühen im Überschwemmungsgebiet der Aller nordwestlich Öbisfelde auf sandig-kiesigem Untergrund eine moorige Torfschicht, die die von der Drömlinggenossenschaft genutzten ausgedehnten Weide- und Wiesenflächen trägt. Die Rücksicht auf den Bestand der Kulturfläche zwingt für den Kanalaushub zu einem Verfahren, das ohne eine Senkung des Grundwassers auskommt. Das Baugelände ist infolge des hohen Wassergehalts des Untergrundes für Erdtransportzüge nicht benutzbar. Nach eingehenden Voruntersuchungen wurde zur Ausführung das Verfahren der Hydrotorfgesellschaft bestimmt, bei dem der Moorboden von einem schwimmenden Eimerbagger in einen mit dem Bagger vereinigten Bottich gebaggert, durch Wasserstrahl mit hohem Drucke zerkleinert und mittels Spezialpumpen durch Rohrleitungen zu den Ablagerungsflächen gespült wird. Um die Bauwerke in dem bezeichnetem Gebiet für die Anfuhr der Geräte und Baustoffe zugänglich zu machen, sind besondere hochwasserfreie Dämme durch das Moorgelände hindurchzutreiben. Die Baustellen selbst müssen kunstvoll nach Beseitigung der Moorschicht mit dichten Ringdeichen umschlossen und geschützt werden.

Für die Ausführung des hohen Dammes nördlich von Magdeburg ist ein kombiniertes Schütt- und Spülverfahren gewählt, wie es in Amerika für ähnliche Bauausführungen schon mehrmals angewendet und neuerdings im mitteldeutschen Braunkohlenbergbau erprobt ist. Der Boden wird durch Eimerbagger in geeigneten Feldern seitlich des Dammes entnommen, mit Rollwagen an den Damm herangefahren und zunächst zur Schüttung von zwei Dämmen verwendet, die längs der beiden äußeren Böschungen des Kanaldammes verlaufen. Auf diesen Dämmen wird das weitere Dammmaterial gekippt und mit Spülstrahl der Mitte des Kanaldammes zugespült, bis die zwischen den Seitendämmen liegende Mulde gefüllt und damit der eigentliche Dammkörper hergestellt ist.

Unter den Bauarbeiten des Jahres 1927 finden sich auch verschiedene Brücken- und Dükerbauten. Ihre Ausbildung entspricht im großen und ganzen dem Herkömmlichen. Nur sind die Maßnahmen bemerkenswert, die fast bei allen Bauwerken notwendig werden, um das Bauwerk der ungünstigen Einwirkung des Grund- und Bachwassers zu entziehen. Beinahe im gesamten Kanalgelände zeigt das Wasser betonschädliche Beschaffenheit. Bei tragfähigem Baugrund wurde die Sohle trocken- und freigelegt und durch Klinkerschicht in säurefestem Mörtel abgedeckt. Darauf wurde die Isolierschicht gelegt und diese an den Seitenwänden des Bauwerks nach dessen Ausführung hochgezogen. Als Isolierschicht wird in einfachen Fällen mehrfache Asphaltpappe mit Goudronzwischen- und

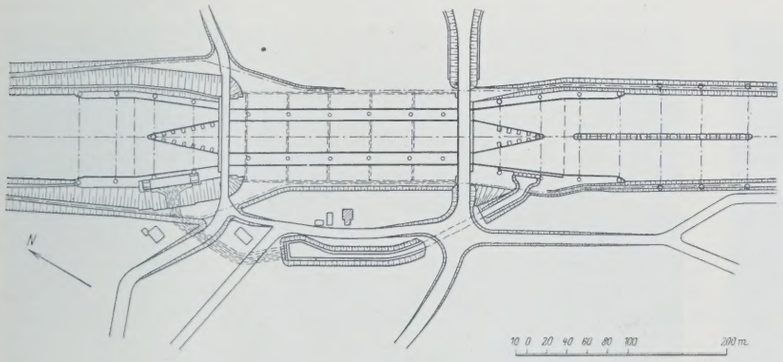


Abb. 8. Schleuse Anderten, Grundriß.

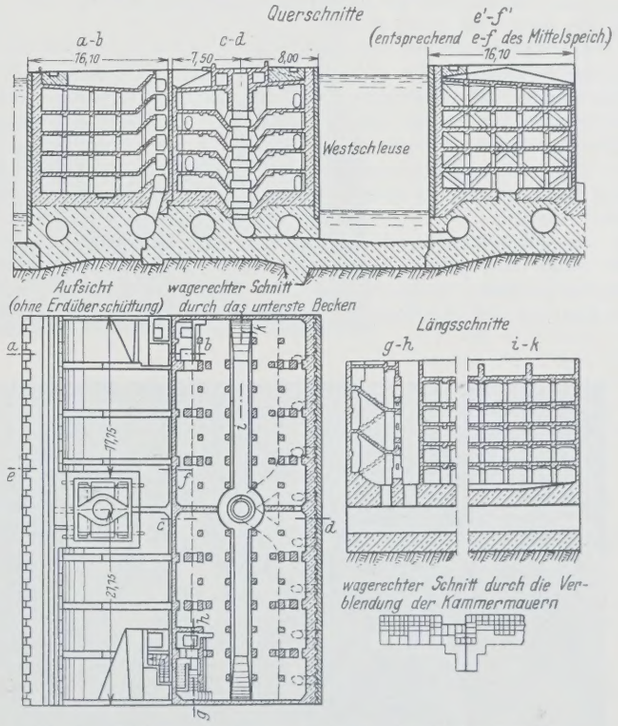


Abb. 9. Schleuse Anderten, Schnitte durch die Speicher.

[13]) Vergl. u. a. „Die Bautechnik" 1926, Heft 5, 13 u. 14.

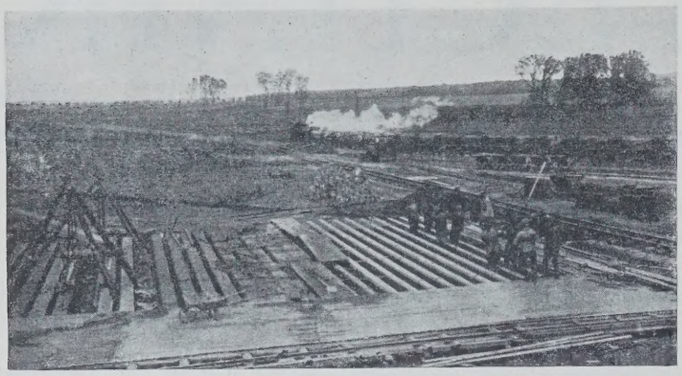


Abb. 10. Herstellung von Alkazementbetonpfählen.

Deckanstrichen, in schwierigen Fällen Bleiisolierpappe verwendet. Bei wenig tragfähigem Baugrunde wurden in einem Falle Alkazementbetonpfähle verwendet, die bereits drei Tage nach der Betonierung ohne Nachteil gerammt werden konnten. Abb. 10 u. 11 zeigen die Herstellung der Pfähle und die Rammarbeiten an der Florabrücke bei Neuhaldensleben. Das Mauerwerk wird auch in diesen Fällen mit Isolierschicht umhüllt. Gegen die Beschädigung der Düker von innen her werden die Wandungen mit einem widerstandsfähigen Putz versehen. In einfachen Fällen wird das tragende Mauerwerk ganz in Hochofenzement hergestellt, dem ein geringer Zusatz von Traß beigegeben ist.

5. Wesergebiet und Ems-Weser-Kanal.

An der Weser haben die gewöhnlichen Unterhaltungsarbeiten durch die Beseitigung von Fehlstellen auf der Strecke zwischen Münden und Minden sowie durch die Wiederherstellung der infolge des außergewöhnlichen Hochwassers vom Januar 1926 zerstörten Ufer- und Stromwerke eine erhebliche Verstärkung erfahren. Für die bei Hameln vorgesehene neue Schleppzugschleuse ist mit den einleitenden Bauarbeiten begonnen worden. Die bei Rinteln über die Weser führende Straßenbrücke, die wegen ihrer engen und zum Stromstrich ungünstig gelegenen Durchflußöffnungen ein gefährliches Schiffahrthindernis bildete, ist abgebrochen und durch eine neue, in erster Linie durch die Überführung einer elektrischen Kleinbahn erforderlich gewordene Brücke ersetzt worden, die die Stromweser mit einer Öffnung überspannt. Der Bau der neuen Brücke und damit die Beseitigung der Gefahrenstelle für die Schiffahrt hat sich dadurch ermöglichen lassen, daß die Reichswasserstraßenverwaltung einen Zuschuß zu den Baukosten geleistet hat.

Die Vorarbeiten für den Ausbau der Weser von Münden bis Minden wurden fortgesetzt. Sie erstrecken sich auf die Kanalisierung der Weser von Münden bis Beverungen, den erweiterten Ausbau der Weser von Beverungen bis Minden und den Bau einer Schleuse bei Emmerthal zur Überwindung der Latferder Klippen.

Die im Jahre 1926 begonnenen Vorarbeiten für die dringend erforderliche Kanalisierung der Mittelweser von Minden bis Bremen gehen ihrem Ende entgegen.

Am Ems-Weser-Kanal sind in letzter Zeit Dammstrecken, die bisher als völlig dicht galten, undicht geworden. Um Dammbrüche mit ihren großen Gefahren für Leben und Eigentum der Anlieger zu vermeiden, wurden die zur Sicherung und Verstärkung der Dämme erforderlichen Arbeiten nach Bereitstellung ausreichender Mittel sofort in Angriff genommen.

Für den Hansa-Kanal, der die Schaffung einer Wasserstraßenverbindung für 1000-t-Schiffe zwischen dem rheinisch-westfälischen Industriegebiet und den deutschen Seehäfen Bremen, Hamburg und Lübeck bezweckt, sind Vorarbeiten zur Prüfung der Bauwürdigkeit im Gange. Erst nach ihrer Durchführung wird es möglich sein, in technischer und wirtschaftlicher Beziehung zu der Frage des Kanalbaues abschließend Stellung zu nehmen.

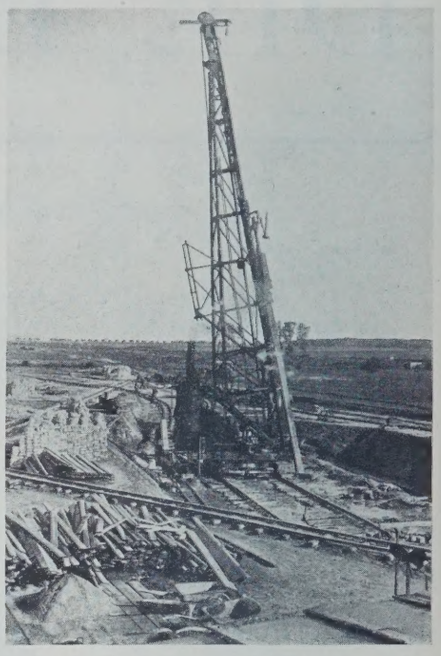


Abb. 11. Rammen von Betonpfählen an der Florabrücke bei Neuhaldensleben.

6. Westliche Kanäle.

Am Dortmund-Ems-Kanal ist mit der Herstellung zweiter Fahrten zur Umgehung mehrerer der Schiffahrt hinderlichen Engstellen, in denen der sonst rd. 30 m breite Kanalspiegel auf nur 18 m eingeschränkt wird, begonnen worden. Besonders mißlich waren die Verhältnisse an der Kreuzung des Kanals mit der Emscher, wo nach Wiederherstellung des bei der Besetzung des Ruhrgebietes zum Teil gesprengten Emscherdükers nur noch 13,75 m Breite verblieben waren und auf einer Strecke von etwa 700 m noch zwei weitere Engpässe liegen.

Die zweite Fahrt erhält eine Wasserspiegelbreite von 32 m bei normalem und 34,50 m bei angespanntem Wasserstande.

Die größte Wassertiefe ist 3,00 bezw. 3,50 m in der Mitte. Das Kanalprofil ist muldenförmig. Der wasserhaltende Querschnitt bei angespanntem Wasserspiegel beträgt 83,78 m².

Im neuen Emscherdüker wird die bei HHW rd. 100 m³/Sek. führende Emscher unter der zweiten Fahrt hindurchgeführt. Der neue Düker erhält denselben wasserführenden Querschnitt von 58,9 m² wie der vorhandene. Hierfür sind drei Eisenbetonrohre angeordnet von je 5,34 m l. W. und 85 cm Wandstärke. Jedes Rohr besteht aus zwei Schüssen von annähernd 15 m Länge, die unter sich und am Anschluß an die Dükerhäupter mit einer doppelten Kupferblechdichtung verbunden werden. Abb. 12 zeigt die Rohrschalung unter der Stirnmauer des Unterhauptes und die Schalung des Anschlusses der Dükerrohre (rechts) an die Stirnmauer (Mitte) vom Unterhaupte aus gesehen. Die infolge von Bergsenkungen (Unterhöhlungen) etwa auftretenden Kräfte werden durch eine besonders starke Eisenbewehrung der Rohre aufgenommen. Die ursprünglich als Schutz gegen Säuren in Aussicht genommene Klinkerverblendung ist zunächst noch nicht eingebaut worden. Die Häupter sind massiv und vermitteln durch trompetenförmige Erweiterungen den Ein- und Auslauf der Emscher, und zwar in

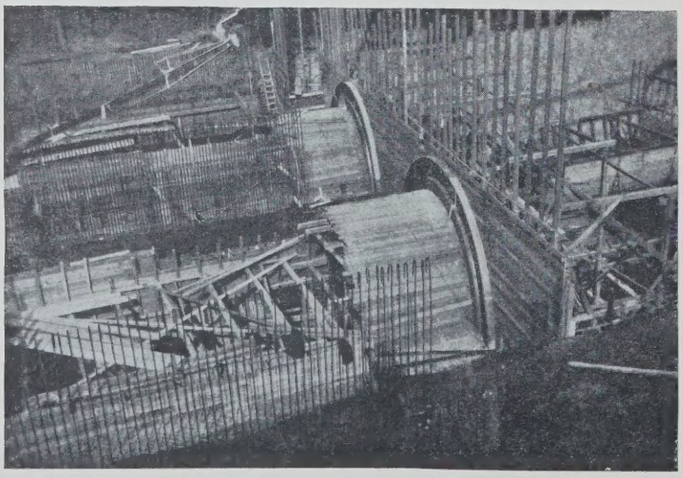


Abb. 12. Emscher-Düker, Herstellung der Schalung für die Rohre.

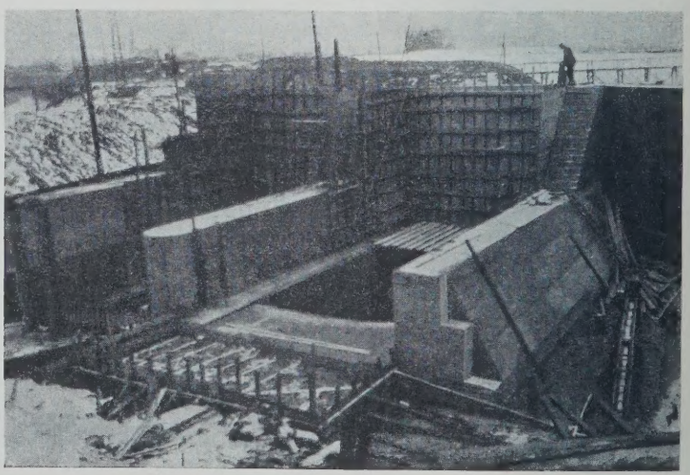


Abb. 13. Emscher-Düker, Ansicht des Unterhauptes.

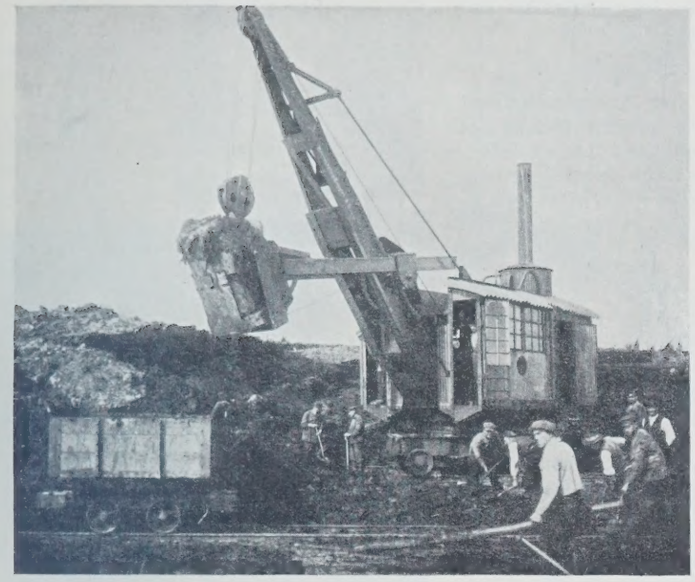


Abb. 14. Küstenkanal, Mooraushub mittels Löffelbaggers.

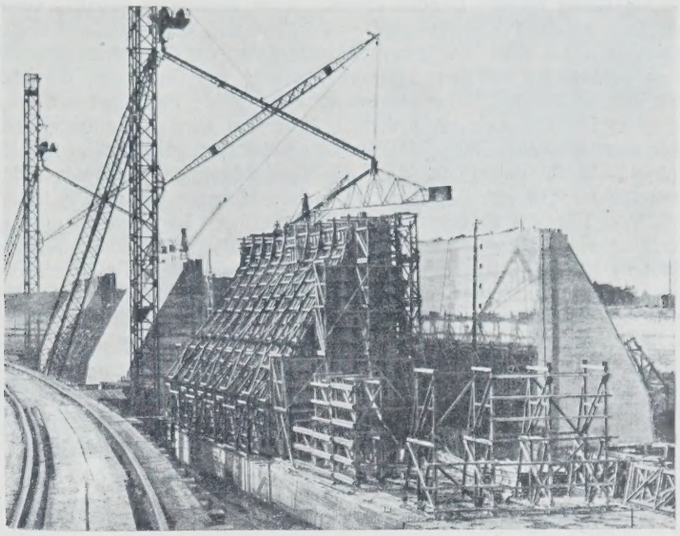


Abb. 16. Schleuse Datteln, Herstellung des Gußbetons.

der Weise, daß das Klein- und Mittelwasser nur das mittlere Rohr durchfließen, und daß die seitlich davon liegenden, durch Zwischenwände voneinander getrennten Rohre nur bei Hochwasser in Wirksamkeit treten. Zu diesem Zwecke liegen die Ein- und Ausläufe der seitlichen Rohre um 2,14 m höher als der Ein- und Auslauf des mittleren Rohres. (Abb. 13 zeigt die Ansicht des Unterhauptes.) Einer späteren Vertiefungsmöglichkeit der Emscher und der Dükerhäupter um 4 m wird dadurch Rechnung getragen, daß die Ein- und Ausläufe zu den Rohren in Magerbeton hergestellt sind, der später nach Bedarf beseitigt werden kann.

Etwa 500 m vom nördlichen Ende der zweiten Fahrt entfernt wird eine Provinzialstraße mit einer zweigleisigen Straßenbahn auf einer Brücke aus St 48 von 41 m Stützweite überführt. In Verbindung mit der Brücke wird als Gegenstück zu dem bei km 2,6 des vorhandenen Kanals liegenden segmentförmigen Sicherheitstor ein Hubtor als Sperrtor eingebaut. Dieses ist an vier Kragträgern aufgehängt, die an den Endportalen und den nächsten Knotenpunkten des Oberhauptes der Brücke angeordnet sind. Ein besonderer Träger für das Sicherheitstor ist bei dieser Bauart erspart worden.

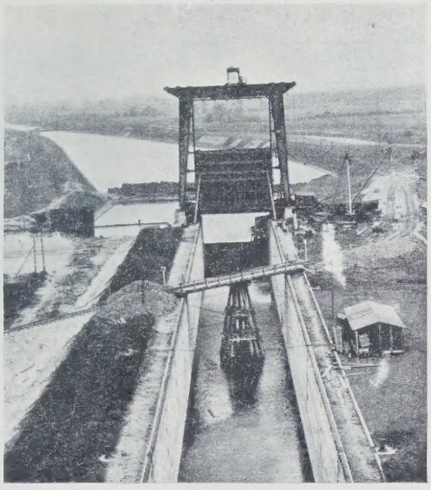


Abb. 15. Kanal Wesel-Datteln, Schleuse mit Hubtor.

Die Bewegungsvorrichtungen (Antriebsmaschinen und Gegengewichte) des Sicherteitstores werden in beiderseitigen Torhäuschen untergebracht. Die Kanalwasserspiegelbreite wird an dieser Stelle, wie am neuen Emscherdüker, 30 m betragen. — Mit der Fertigstellung der zweiten Fahrt ist etwa im Herbst 1928 zu rechnen.

Eine weitere zweite Fahrt ist bei Olfen in Angriff genommen, wo sich auf einer 8 km langen Strecke nicht weniger als sieben Engstellen (fünf Brückenkanäle bezw. Wegunterführungen und zwei Sicherheitstore) befinden.

Die Vorarbeiten zur Erlangung eines Entwurfs für eine Erweiterung des ganzen Dortmund-Ems-Kanals für Schiffe von 1500 t Tragfähigkeit, die im Verkehrsbelange dringend erforderlich ist, wurden fortgesetzt und annähernd fertiggestellt.

Am Küstenkanal ist die Erweiterung des Hunte-Ems-Kanals [14]) für 600-t-Schiffe von Oldenburg bis Kampe nahezu vollendet. Die Füllung des Kanals und die Inbetriebnahme der neuen Schleuse bei Oldenburg ist für das Frühjahr 1928 in Aussicht genommen. An der Fortsetzung des Kanals nach Westen zwischen Kampe und der oldenburgischen Landesgrenze wird zunächst auf Kosten Oldenburgs gearbeitet.

[14]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 22.

Auf dem westlich anschließenden preußischen Gebiete war im Jahre 1925 zur Entwässerung der rechtsemsischen Moore von einem zu diesem Zweck gebildeten Verbande die Herstellung eines Hauptvorfluters in Angriff genommen. Am 1. April 1927 wurde dessen weiterer Ausbau zu einem Kanal für 600-t-Schiffe von der Reichswasserstraßenverwaltung übernommen, so daß schließlich eine Verbindung für 600-t-Schiffe zwischen dem Dortmund-Ems-Kanal und der unteren Hunte entsteht, die den Namen Küstenkanal erhalten hat. Um das Moor möglichst trockenlegen zu können, wird der Kanal in den Sanduntergrund eingeschnitten, nachdem das darüberliegende, bis zu 5 m mächtige Moor beseitigt ist. Von der Unternehmerfirma wird mit gutem Erfolge zum Mooraushub ein Löffelbagger verwendet, der auf dem freigelegten Sand läuft und bei 1 m³ Löffelinhalt infolge günstigen Füllungsgrades eine durchschnittliche Stundenleistung von 85 m³ erzielt (Abb. 14).

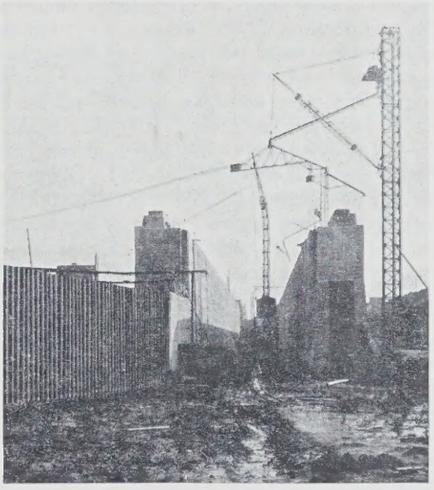


Abb. 17. Schleuse Dorsten, Herstellung des Gußbetons.

Der neue Kanal Wesel—Datteln wird in einem Gebiet erbaut, in dem überall Kohlenfelder vorhanden sind und teilweise auch schon Kohlenbergbau betrieben wird. Die einzelnen Bauwerke müssen daher den Bodensenkungen infolge des Ausbaues der Kohlenflöze ohne Gefahr folgen können. Besonders gilt dies von den Schleusen des Kanals. Bei diesen müssen unter allen Umständen die Häupter bruchsicher sein und deshalb im Grundriß möglichst klein gehalten werden. Zu diesem Zwecke werden am Kanal Wesel—Datteln als Verschlußvorrichtungen Hubtore (vergl. Abb. 15) verwendet, die gleichzeitig die Schützöffnungen zum Füllen und Entleeren der Kammer enthalten.

Zur Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers sind in geringem Abstande vor den Schützöffnungen der Obertore ein oder mehrere Verteilungsbalken eingebaut, die nach den darüber angestellten Modellversuchen [15]) wie ein großes Sieb wirken und das Wasser in einem gleichmäßigen und ruhigen Strom in die Schleusenkammer eintreten lassen. Beim Untertor sind keine besonderen Einrichtungen zu diesem Zwecke notwendig.

Die Hubtore werden an besonderen über ihnen errichteten eisernen Hubgerüsten mittels Seile aufgehängt und durch Windwerke auf und ab bewegt. Hierbei wird der größte Teil des Gewichts durch Gegengewichte ausgeglichen. Die Veränderlichkeit des Torgewichtes beim Ein- oder Austauchen in der Schleusenkammer wird durch eine spiralförmige Seiltrommel berücksichtigt.

[15]) Eine ausführliche Abhandlung über diese Versuche aus der Feder der Herren Oberregierungs- und -baurat Bock und Dr. Nabermann wird demnächst in der „Bautechnik" zur Veröffentlichung gelangen.

Am Kanal Wesel—Datteln werden sechs Schleusen gebaut, deren jede eine nutzbare Kammerlänge von 225 m und eine nutzbare Breite von 12 m erhält. Bei vier dieser Schleusen sind die Kammermauern aus Beton hergestellt, und zwar unter Verwendung von Gußbeton, der sich recht gut bewährt hat. Das Mauerwerk erhält große Festigkeit und wird vor allen Dingen auch recht dicht. Außerdem wird bei entsprechend guter Baustelleneinrichtung die Bauzeit erheblich eingeschränkt. An der Schleuse Datteln gelang es durch die Verwendung des Gußbetons, das Gesamtmauerwerk von 93 000 m³ in sieben Monaten vollständig fertigzustellen. Für das Betonmauerwerk wird bei den Kammermauern eine Mischung von 1 Zement, 0,6 Traß, 4 Rheinsand, 6 Rheinkies, bei den Häuptern 1 Zement, 0,6 Traß, 3 Sand, 4,5 Kies verwandt. Bei Hochofenzement ist der Traßzusatz auf 0,3 Teile eingeschränkt. Im Rheinkies und Rheinsand sind die verschiedenen Korngrößen des Sandes im allgemeinen so gleichmäßig verteilt, daß gute Gießbarkeit des Gußbetons und große Dichtigkeit des fertigen Betons gesichert ist. Während im rheinisch-westfälischen Industriegebiet Rheinkies und Rheinsand gewöhnlich in gemischtem Zustande so, wie er in dem Rhein gebaggert wird, zur Verwendung kommt, wurde hier Sand und Kies getrennt angeliefert und dadurch eine genaue Kontrolle über das Mischungsverhältnis zwischen Sand und Kies erreicht. Dies Verfahren hat sich außerordentlich gut bewährt. Abb. 16 zeigt die Schleusenbaustelle Datteln mit verschiedenen Gießtürmen, die beweglich sind und längs der ganzen Schleusenkammer verschoben werden konnten. Abb. 17 zeigt eine ähnliche Einrichtung mit festen Gießtürmen für die Schleuse Dorsten. Bei dieser Ausführung mußte ein Gießturm einmal umgebaut werden, ein Umstand, der jedoch weder wegen der Kosten noch etwaiger Zeitverluste von Bedeutung ist.

Bei der Schleuse Hünxe wurde nach Freilegung der Baugrube festgestellt, daß der Untergrund die großen Pressungen einer massiven Schleusenkammerwand nicht aufnehmen konnte. Es fanden sich an verschiedenen Stellen der Schleusensohle weiche, breiartige Bodenarten vor. Den hierdurch entstehenden Schwierigkeiten ist man dadurch aus dem Wege gegangen, daß die Kammerwand aus Spundwandeisen hergestellt wurde, und zwar aus Kastenprofileisen der Dortmunder Union, die mit Beton ausgefüllt werden (Abb. 18). Die beiden Häupter dieser Schleuse sind jedoch aus Beton hergestellt, da hier der Untergrund verhältnismäßig gut war und durch entsprechende Abmessungen der Häupter sich erreichen ließ, daß die Bodenpressungen des Untergrundes in erträglichen Grenzen blieben. Die Spundwandeisen der Kammerwände werden nach hinten durch zwei übereinander angeordnete Anker mit Rückhaltspundwänden verbunden. Die Rückhaltspundwände sind 15 m von der Kammerwand entfernt und bestehen aus Spundwandeisen, Bauweise Larssen der Dortmunder Union. An der Sohle der Kammer wird ein 2 m starker Spannbalken zwischen den einzelnen Kammerwänden eingezogen, durch den eine dritte Absteifung der Spundwand bewirkt wird (Abb. 19). Die Bauausführung in Spundwandeisen hat den großen Vorzug, daß sie rasch vor sich geht und die Kosten niedriger werden als bei massiver Bauweise. Um einen größeren Rostschutz zu erzielen, ist das Eisen der Spundwände und der sonstigen Konstruktionsteile mit einem Zusatz von etwa 0,25 bis 0,35 % Kupfer versehen worden.[16]) Im übrigen wird durch den sorgfältigen Anstrich der Eisen dafür gesorgt, daß Korrosionsangriffe auf das Eisen möglichst verhindert werden.

[16]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 34.

7. Rheingebiet.

Im Rheingebiet nimmt die Aufrechterhaltung der Solltiefen des Rheinfahrwassers selbst (unterhalb Köln[17]) 3,00 m unter Gl. W. 1923, zwischen Köln und St. Goar 2,50 m unter Gl. W. 1923, oberhalb St. Goar bis Straßburg-Kehl 2,00 m unter Gl. W. 1923) die Tätigkeit der Wasserstraßenbehörden ständig in Anspruch. An den ungünstigen Stellen sind hier dauernd Nach- und Ergänzungsregulierungen kleineren und größeren Umfangs im Gange. Insbesondere sind im verflossenen Jahre bei Ürdingen, im Binger Loch (Verbesserung des zweiten Fahrwassers), bei Nackenheim, bei Worms, sowie auf der Strecke zwischen Mannheim und Sondernheim Verbesserungsarbeiten ausgeführt worden.

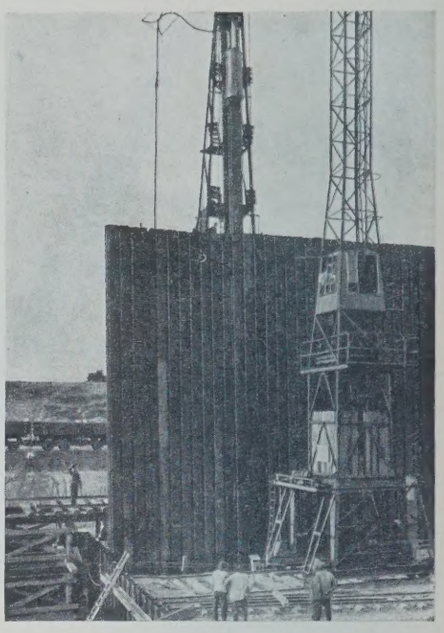


Abb. 18. Schleuse Hünxe, Rammen der eisernen Kammerwände.

In den Nebenflüssen haben besonders die Ergänzungsarbeiten für die bisher unvollständige Lahnkanalisierung gefördert werden können (neue Staustufen bei Dausenau, Nassau und Diez). Am Untermain sind die Vorbereitungen für die hier geplante Umkanalisierung (Umbau der Strecke Kostheim—Frankfurt von fünf auf drei Staustufen moderner Art unter gleichzeitigem Ausbau der bisher unausgenutzten Wasserkräfte) so weit

[17]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 37 u. 41.

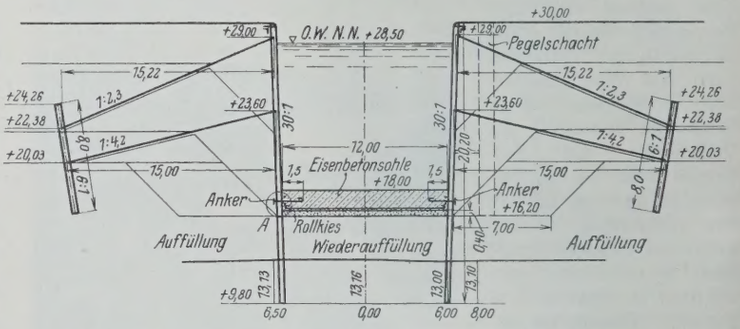


Abb. 19. Schleuse Hünxe, Querschnitt durch die Kammer.

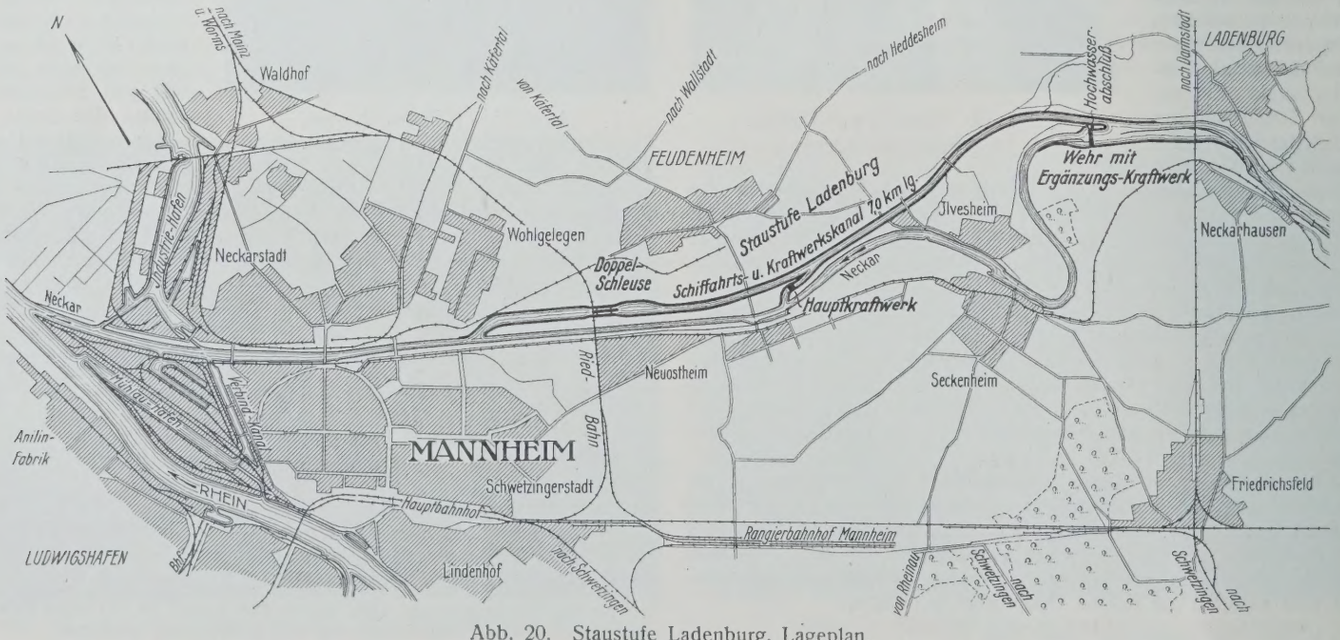


Abb. 20. Staustufe Ladenburg, Lageplan.

gediehen, daß mit dem Beginn der eigentlichen Bauarbeiten im Jahre 1928 gerechnet werden darf.

Von den Entwürfen für Neubauten größeren Umfangs im Rheingebiet sind die Vorarbeiten für einen Stichkanal von Aachen zum Rhein sowie für einen Saar-Pfalz-Kanal zu erwähnen. Diese Vorarbeiten wurden auf dringenden Wunsch von Interessentenkreisen des Aachener Wirtschaftsgebietes und des Saargebietes aufgenommen und werden voraussichtlich im Laufe des Jahres 1928 so weit zum Abschluß gekommen sein, daß sich die finanzielle Tragweite dieser Pläne wird übersehen lassen.

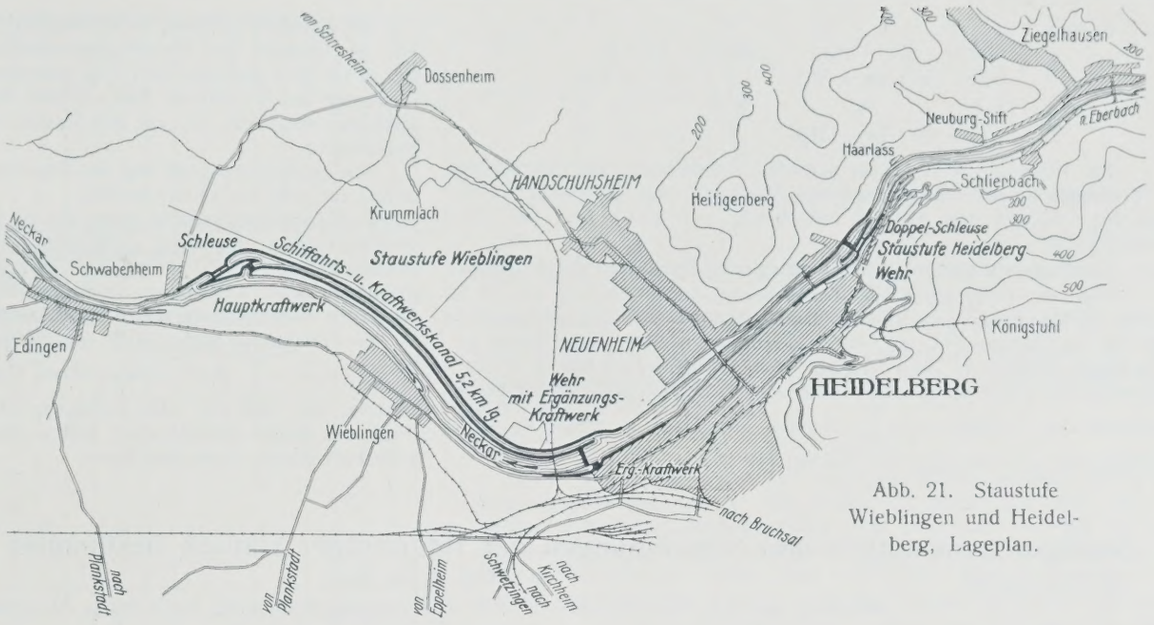


Abb. 21. Staustufe Wieblingen und Heidelberg, Lageplan.

8. Die Neckarkanalisierung.

Für den Ausbau des Neckars zu einer Wasserstraße für Schiffe mit 1200 t Ladefähigkeit unter gleichzeitiger Ausnutzung der Wasserkräfte sind nach dem vorliegenden Bauentwurf für die 201 km lange Strecke zwischen Mannheim und Plochingen mit 160,70 m Gefälle 26 Staustufen vorgesehen. Mit den Bauarbeiten ist im Jahre 1921 begonnen worden. Fertiggestellt und in Betrieb genommen sind bis jetzt die beiden Staustufen zwischen Mannheim und Heidelberg, nämlich Ladenburg (1927) mit 10 m und Wieblingen mit 8,5 m sowie die Staustufe Neckarsulm unterhalb Heilbronn mit 8 m Gefälle. Bei diesen drei Staustufen sind Seitenkanäle von 7,6, 5,4 und 5,11 km Länge vorhanden. Abb. 20 zeigt den Lageplan der Staustufe Ladenburg, Abb. 21 den der Staustufen Wieblingen und Heidelberg.

Die Kraftwerke der drei Stufen haben eine durchschnittliche Jahreserzeugung von zusammen rd. 100 Mill. kWh, die auf Grund langfristiger Verträge von den nächstgelegenen Elektrizitätsunternehmungen abgenommen werden. Fertiggestellt sind seit mehreren Jahren auch die Staustufen Untertürkheim und Obertürkheim oberhalb Stuttgart, die zunächst mit Beitragsleistungen dritter zum Zweck der Verbesserung der Hochwasserabflußverhältnisse als Flußverlegungen mit neuer Wehranlage (Untertürkheim), im übrigen aber noch ohne die der Schiffahrt dienenden Anlagen nach dem Gesamtplan für die Neckarkanalisierung ausgeführt worden sind.

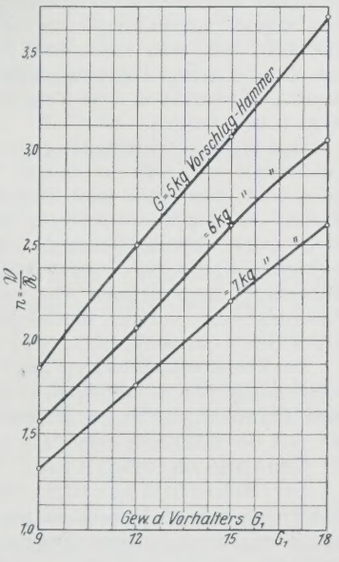
(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Niete aus Siliziumstahl.

Von Oberingenieur **Miehlke**, Stettin.

Der Verwendung des Siliziumstahles stellen sich zunächst gewisse Übergangsschwierigkeiten entgegen; diese liegen hauptsächlich in der Verwechslungsmöglichkeit mit St 48 und St 37 und in der schwierigeren Bearbeitung. Erst eine mehrjährige Übung des Werkstattmannes wird zu einer Sondergruppe von Handwerkern führen, denen es am besten gelingen wird, Siliziumstahl aus Klang- und Tastgefühl heraus, sowie durch Augenschein sicher zu erkennen und es schnell und gewandt bei geringstem Werkzeugverbrauch zu verarbeiten.



Eine der Schwierigkeiten besteht zurzeit in der Handnietung bei der Montage. Es finden sich bei der Prüfung immer wieder Niete, bei denen auffallenderweise meistens die Setzköpfe, weniger die Schließköpfe, nicht nur undicht anliegen, sondern auch Risse zeigen. Die Ursache hierfür liegt einmal darin, daß der Nietschaft nicht auch in der Nähe des Setzkopfes die nötige Stauchwärme hat. Bei dem Spiel zwischen Nietschaft und Nietloch kommt es in diesem Kaltbereich nicht zur Lochausfüllung, sondern zu einem einseitigen Anliegen und damit Schiefanliegen des Kopfes. Vieles und schweres Hämmern bringt dann den Setzkopf nicht mehr zum spaltfreien Anliegen, es löst nur Haarrisse aus. Eine andere Ursache aber liegt wohl auch darin, daß die Vorschlaghämmer und Vorhalter in ihren Gewichten noch nicht so aufeinander abgestimmt sind, wie dies durch Überlieferung schon bei St 37 der Fall ist. Eine einfache Betrachtung deckt diese Verhältnisse auf. Es sei:

das Gewicht des Vorschlaghammers $= G$, seine Masse $= M$;
das Gewicht des Nietes $= g$, seine Masse $= m$;
das Gewicht des Vorhalters $= G_1$, seine Masse $= M_1$.

Reihe	G	G_1	$\mathfrak{V} = \frac{v^2 G}{2 \cdot 9{,}81} \cdot \frac{g+G_1}{G+g+G_1}$	$\mathfrak{R} = \frac{v^2 G}{2 \cdot 9{,}81} \cdot \frac{G}{G+g+G_1}$	$n = \frac{\mathfrak{V}}{\mathfrak{R}}$
2	5	9	$0{,}255\,v^2 \cdot \frac{9{,}3}{14{,}3} = 0{,}165\,v^2$	$0{,}255\,v^2 \cdot \frac{5}{14{,}3} = 0{,}089\,v^2$	1,85
		12	$0{,}255\,v^2 \cdot \frac{12{,}3}{17{,}3} = 0{,}181\,v^2$	$0{,}255\,v^2 \cdot \frac{5}{17{,}3} = 0{,}074\,v^2$	2,5
		15	$0{,}255\,v^2 \cdot \frac{15{,}3}{20{,}3} = 0{,}192\,v^2$	$0{,}255\,v^2 \cdot \frac{5}{20{,}3} = 0{,}0625\,v^2$	3,07
		18	$0{,}255\,v^2 \cdot \frac{18{,}3}{23{,}3} = 0{,}2\,v^2$	$0{,}255\,v^2 \cdot \frac{5}{23{,}3} = 0{,}054\,v^2$	3,7
3	6	9	$0{,}305\,v^2 \cdot \frac{9{,}3}{15{,}3} = 0{,}185\,v^2$	$0{,}305\,v^2 \cdot \frac{6}{15{,}3} = 0{,}12\,v^2$	1,54
		12	$0{,}305\,v^2 \cdot \frac{12{,}3}{18{,}3} = 0{,}205\,v^2$	$0{,}305\,v^2 \cdot \frac{6}{18{,}3} = 0{,}1\,v^2$	2,05
		15	$0{,}305\,v^2 \cdot \frac{15{,}3}{21{,}3} = 0{,}22\,v^2$	$0{,}305\,v^2 \cdot \frac{6}{21{,}3} = 0{,}085\,v^2$	2,6
		18	$0{,}305\,v^2 \cdot \frac{18{,}3}{24{,}3} = 0{,}23\,v^2$	$0{,}305\,v^2 \cdot \frac{6}{24{,}3} = 0{,}075\,v^2$	3,06
4	7	9	$0{,}357\,v^2 \cdot \frac{9{,}3}{16{,}3} = 0{,}203\,v^2$	$0{,}357\,v^2 \cdot \frac{7}{16{,}3} = 0{,}154\,v^2$	1,32
		12	$0{,}357\,v^2 \cdot \frac{12{,}3}{19{,}3} = 0{,}231\,v^2$	$0{,}357\,v^2 \cdot \frac{7}{19{,}3} = 0{,}129\,v^2$	1,79
		15	$0{,}357\,v^2 \cdot \frac{15{,}3}{22{,}3} = 0{,}245\,v^2$	$0{,}357\,v^2 \cdot \frac{7}{22{,}3} = 0{,}111\,v^2$	2,2
		18	$0{,}357\,v^2 \cdot \frac{18{,}3}{25{,}3} = 0{,}258\,v^2$	$0{,}357\,v^2 \cdot \frac{7}{25{,}3} = 0{,}0987\,v^2$	2,6

Schlaggeschwindigkeit $= v$; Nietgewicht konstant $= 0{,}3$ kg.

Die dem Vorschlaghammer erteilte lebendige Kraft (Wucht) erleidet einen Verlust $\mathfrak{V}$, der zur Kopfbildung verwendet wird; der verbleibende Rest $\mathfrak{R}$ erteilt der Masse des Nietes und des Vorhalters nach dem Stoß eine fortschreitende Bewegung.

Es ist:

$$\mathfrak{B} = \frac{M v^2}{2} \cdot \frac{(m + M_1)}{M + (m + M_1)} = \frac{M v^2}{2} \cdot \frac{g + G_1}{G + g + G_1},$$

$$\mathfrak{R} = \frac{M v^2}{2} \cdot \frac{M}{M + (m + M_1)} = \frac{M v^2}{2} \cdot \frac{G}{G + g + G_1}.$$

Für Niete aus St 37 ist bei seitlicher Handnietung das Gewicht des Vorschlaghammers = 5 kg, das des Vorhalters aus Rundstahl Durchmesser = 45 mm und 800 bis 1000 mm lg. = 9 bis 12 kg. Der Niet wiegt 0,3 kg.

Dann ergeben sich die in der vorstehenden Tabelle ermittelten Werte.

Wird nun entsprechend der Beobachtung, daß für Nietung von St. Si etwa $^1/_5$ Mehrbedarf von Kraft gegenüber St 37-Niete nötig ist, das Gewicht des Hammers allein, oder des Vorhalters allein, oder beide gemeinsam vergrößert, dann ergeben sich in Reihe 2, 3 und 4 die entsprechenden Werte für $\mathfrak{B}$ und $\mathfrak{R}$. Diese allein sind nicht das Entscheidende, sondern das Verhältnis $n = \frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{R}}$ gibt den Ausschlag; je größer n, desto besser und schneller geht die Nietung vor sich.

Die Zusammenstellung zu Schaulinien zeigt deutlich, daß es unrichtig ist, das Gewicht des Vorschlaghammers zu vergrößern. Es gibt Fälle, bei denen dies Gewicht bis 7,5 kg gesteigert wird ohne wesentliche Vergrößerung des Vorhalters. Dann mühen sich zwei Mann am zu leichten Vorhalter vergeblich ab, um mit Muskel- und Leibesdruck den Stoßweg abzufangen.

Die Gewichtsvergrößerung des Stauchhammers allein, der etwa 2 kg wiegt, um etwa $^1/_5$ ist zweckmäßig.

Es wäre wünschenswert, wenn die St. Si verarbeitenden Werke in der Werkstatt diese Ergebnisse nachprüfen würden. Hierbei ist darauf hinzuweisen, daß es gut wäre, die Gewichtsteigerungen nicht durch angeklemmte oder angepreßte Zusatzgewichte zu gewinnen, sondern den Hämmern oder Vorhaltern ihre Gewichte zusatzfrei zu geben.

Ein erfahrener Nieter wird im übrigen schon selbst das günstigste Verhältnis $n = \frac{\mathfrak{B}}{\mathfrak{R}}$ durch entsprechende Wahl ermitteln, weil er praktisch erfahren hat, daß die erste Bedingung einer schnellen Nietkopfbildung damit am besten erreicht wird, und er das verhaßte Herumschlagen auf erkalteten Nieten vermeiden kann.

Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. **W. Hort.**

Mitteilung aus dem Heinrich-Hertz-Institut für Schwingungsforschung, Mechanische Abteilung.

(Schluß aus Heft 3.)

7. Trennung der verschiedenen dynamischen Wirkungen.

Wir wenden uns nun der Betrachtung der Höchstbeanspruchungen in den einzelnen Diagrammen und der Dauer der einzelnen beobachtbaren Überlagerungen zu. In Abb. 4a war die Höchstbeanspruchung 222 kg/cm²; in Abb. 4b (40 km/Std. Geschwindigkeit) 257 kg/cm², gemessen an der mittleren Hauptbeanspruchungslinie.

In Abb. 4b überlagern sich ferner dieser mittleren Linie Spannungsschwankungen von etwa $\frac{1}{4{,}3}$ Sek. Schwingungsdauer und einer Schwankungsamplitude von etwa 12 kg/cm². Diese Spannungsschwankungen rühren her von den durch das Auffahren der Lokomotive verursachten Brückenschwingungen, die nach der Theorie sich aus zwei Teilen zusammensetzen, von denen der eine die Periode der Eigenschwingung der Brücke, der andere die doppelte Durchfahrzeit als Periode haben muß. Wie wir später finden werden, muß die Eigenschwingungsdauer der Brücke sehr nahe $\frac{1}{4{,}3}$ Sek. betragen, während die doppelte Durchfahrzeit bei $V = 40$ km/Std. 6,3 Sek. beträgt. Wir haben also in den Spannungsschwankungen von 12 kg/cm² Amplitude den Timoshenko-Effekt vor uns im Betrage

$$\varepsilon_{T_2} = 0{,}054 \qquad V = 40 \text{ km/Std.}$$

vor uns, bezogen auf 40 km/Std. Geschwindigkeit.

Nach Formel 18 ist aber der überwiegende Teil des Timoshenko-Effekts bei Einzellast proportional der Geschwindigkeit. Demnach wird er sich für 65 km/Std. Geschwindigkeit zu

$$\varepsilon_{T_2} = 0{,}054 \cdot \frac{65}{40} = 0{,}088 \qquad V = 65 \text{ km/Std.}$$

berechnen.

Bei 65 km/Std. Geschwindigkeit zeigt aber Abb. 4c kräftige Überlagerungen der mittleren Spannungskurve mit einer Periode von $^1/_4$ Sek. und einer Amplitüde von 49 kg/cm². Die Periode liegt sehr nahe der Eigenschwingungsperiode der Brücke, die $\frac{1}{4{,}3}$ Sek. beträgt und außerdem der Räderdrehzeit der Lokomotive bei 65 km/Std. Geschwindigkeit, die sich auf $\frac{1}{4{,}25}$ Sek. beläuft. Folglich müssen die Schwankungen einerseits den Timoshenko-Effekt bei 65 km/Std. enthalten, anderseits aber auch den Räder-Effekt. Der Gesamt-Effekt beträgt 0,220; demnach beträgt der Räder-Effekt

$$\varepsilon_R = 0{,}220 - \varepsilon_{T_2} = 0{,}112.$$

Aus den Höchstbeträgen der mittleren Spannungslinien bei 10, 40, 65 km kann man auch den Zimmermann-Effekt ableiten, sofern man die Geschwindigkeit 10 km/Std. als klein genug ansieht, um den betreffenden Vorgang als „statisch" ansprechen zu können. Der vollkommen schwingungsfreie Verlauf des Diagramms Abb. 4a spricht dafür. Eine Schwierigkeit entsteht aber dadurch, daß sich bei 65 km/Std. eine mittlere Höchstbeanspruchung von 270 kg/cm² ergibt gegenüber 257 kg/cm² bei 40 km/Std. Nehmen wir den mittleren Wert 264 kg/cm² als für die weitere Rechnung gültig an, so ergibt sich ein Zimmermann-Effekt

$$\varepsilon_Z = \frac{264 - 222}{222} = 0{,}20.$$

Es bleibt nur noch übrig, den Stoß-Effekt, der durch die Amplitude der sehr raschen Schwingungen gegeben ist, zu berechnen. Aus den Schaulinien lassen sich unmittelbar Höchstbeträge von 0,10 bis 0,20, im Mittel 0,15 ablesen; wir haben also den Stoß-Effekt

$$\varepsilon_{St} = 0{,}15.$$

Die gesamten dynamischen Wirkungen bei 65 km/Std. Fahrgeschwindigkeit kann man wie folgt zusammenstellen:

Zimmermann-Effekt	$\varepsilon_Z = 0{,}200$
Timoshenko-Effekt	$\varepsilon_{T_2} = 0{,}088$
Räder-Effekt	$\varepsilon_R = 0{,}112$
Stoß-Effekt	$\varepsilon_{St} = 0{,}150$
Gesamter dynamischer Effekt	$\varepsilon_D = 0{,}550.$

Der Vergleich dieser Analyse eines dynamischen Brückenspannungsversuches mit der theoretischen Berechnung in Ziff. 5 ergibt nach mancher Richtung Abweichendes. Daß zunächst bei der Messung sich Stoß-Effekte ε_{St} ergeben, die bei der Berechnung nicht vorhanden waren, liegt daran, daß wir für die unregelmäßigen Wirkungen zunächst keine Theorie versucht haben.

Ferner ergibt sich der Zimmermann-Effekt ε_Z beim Versuch ganz wesentlich größer, als nach der Berechnung. Demgegenüber ist darauf hinzuweisen, daß die Zimmermannsche Theorie für gerade Vollwandträger, die zugleich Längsträger sind, gilt. Bei der Brücke aber haben wir Fachwerkträger und eine Fahrbahn, über deren Geradlinigkeit (Niveauhaltigkeit) ohne nähere Untersuchung nichts ausgesagt werden kann. Es ist wahrscheinlich, daß etwa vorhandene Anfangsdurchbiegungen der Fahrbahn und die mittelbare Lagerung dieser auf einer besonderen Längs- und Querträgerkonstruktion eine Vergrößerung des Zimmermann-Effektes zur Folge haben werden.

Eine völlige Erklärung des großen Unterschiedes zwischen Beobachtung und Theorie wird sich auf diesem Wege allerdings nicht ergeben. Vielmehr wird man auch nach Beobachtungsfehlern suchen müssen. Ist nämlich die Höchstbeanspruchung in Abb. 4a um 10 % zu niedrig (etwa infolge von Instrumentreibung), so ergibt sich sofort ein wesentlich niedrigerer Betrag des Zimmermann-Effektes, nämlich $\varepsilon_Z = 0{,}08$. Diese Feststellung möge belegen, wie ganz wesentlich die Zuverlässigkeit der Meßinstrumente und der Beobachtungsverfahren für weitere Fortschritte in der Brückendynamik ist.

Der Timoshenko-Effekt ε_{T_2} zeigt an unserem Beispiel bessere Übereinstimmung zwischen Experiment und Theorie, was auch natürlich ist, da diese Einwirkung zwanglos auf das Verhältnis der Brückenschwingungszeit und der Brückendurchfahrtzeit zurückgeführt werden kann, die beide der Ermittlung zugänglich sind.

Der Räder-Effekt ε_R zeigt wieder erhebliche Abweichung, deren Ursache schon früher besprochen wurde: wir haben die Größe des Effektes unter Voraussetzung genauer Resonanz und bei Abwesenheit von Dämpfung berechnet. In dieser Richtung wird eine Vervollständigung der Theorie in nächster Zeit anzustreben sein.

Es mag an dieser Stelle darauf hingewiesen werden, daß die Herbeiführung der Übereinstimmung zwischen Rechnung und Versuch bei den dynamischen Brückenbeanspruchungen zurzeit eines der wissenschaftlichen Hauptprobleme ist. Wie bis vor kurzem die Dinge hierbei lagen, zeigt Abb. 7, aus der die überaus große Streuung der Versuchswerte und ihre Abweichung von der theoretischen Stoßzifferkurve nach Melan und von der empirischen Kurve der Reichsbahn-Gesellschaft ersichtlich ist.

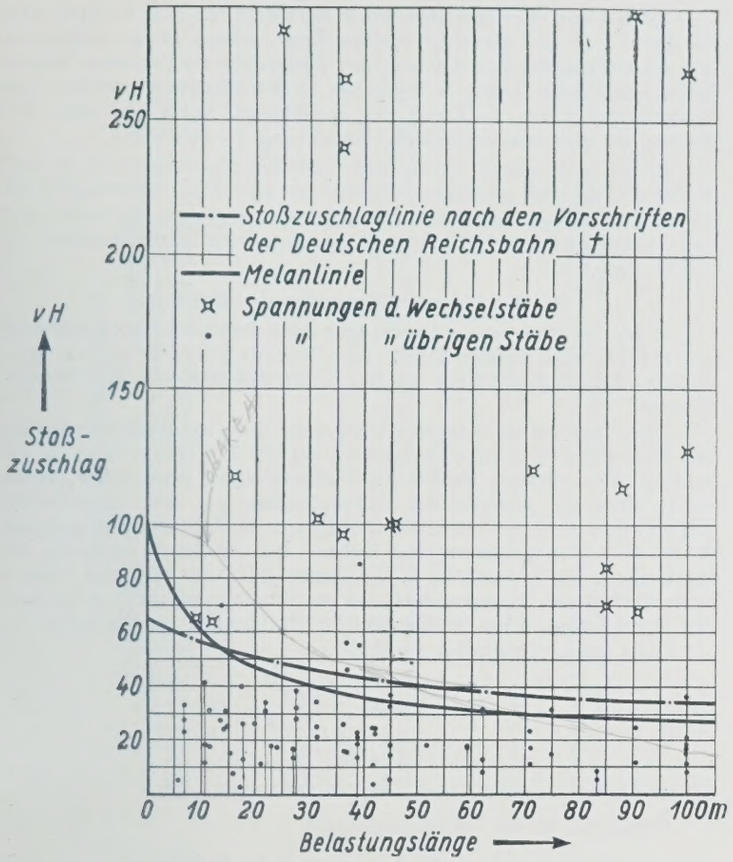


Abb. 7. Zusammenstellung von Stoßzuschlagkurven und von Ergebnissen älterer dynamischer Brückenmessungen.

Ein anderes wichtiges Problem ist die Gewinnung eines Beurteilungsmaßstabes für den Zustand einer Brücke mit Hilfe von dynamischen Messungen.[8]) Auf diese Frage wird weiter unten in Ziff. 11 kurz eingegangen.

8. Zusammenfassung der verschiedenen dynamischen Effekte zu einer einheitlichen Stoßzahlfunktion.

Wir schreiten nunmehr dazu, die theoretischen Ergebnisse der einzelnen dynamischen Effekte zu addieren, um eine Übersicht über die Art und Weise zu gewinnen, wie die einzelnen Kenngrößen der Brücken und der Betriebsmittel auf den Gesamt-Effekt Einfluß nehmen. Den reinen Stoß-Effekt ε_{St} lassen wir dabei zunächst außer acht, wir beschränken uns auf die Betrachtung des dynamischen Effektes ε_D im engeren Sinne:

$$\varepsilon_D = \varepsilon_Z + \varepsilon_T + \varepsilon_R.$$

Die Erinnerung an unsere früher gewonnenen Ergebnisse liefert jetzt das folgende:

$$\varepsilon_D = \frac{1}{\frac{1}{4}\alpha - 3} + z^2 + \frac{8}{\pi^2}\cdot z + \frac{0{,}25\,\pi - z}{z}. \tag{28}$$

Hierbei haben wir noch beim Effekt ε_{T_2} die Größe z^2 gegen z als klein vorausgesetzt. Im übrigen waren α und z definiert wie folgt:

$$\alpha = \frac{3}{2}\cdot g E\cdot \frac{h}{V^2\sigma};\quad z = \frac{V}{2\,l\,n}. \tag{29}$$

In einem späteren Abschnitt werden wir darlegen, daß das Produkt aus der Schwingungszahl n und der Brückenlänge l mit ziemlicher Annäherung gesetzt werden darf:

$$l\,n = \frac{13\,750}{\sqrt{\frac{\sigma}{h}}} = \frac{\gamma}{\sqrt{\frac{\sigma}{h}}} \tag{30}$$

In diesen Formeln bedeutet σ die statische Gurtspannung oder Spannung der äußersten Faser der Hauptträger und h die Systemhöhe. Im allgemeinen steht h in einem bestimmten Verhältnis zur Stützweite l:

$$h = \varepsilon\, l, \tag{31}$$

wo ε etwa in der Nähe von 0,1 liegt. Mit den Umformungen (29), (30) und (31) bringt man nun (28) in die Gestalt:

$$\varepsilon_D = \frac{N^2}{a - b\,N^2} + \frac{N^2}{c} + \frac{N}{d} - \frac{c}{N} - 1, \tag{32}$$

wo $N = V\sqrt{\frac{\sigma}{l}}$ gesetzt ist und

$$\alpha = \frac{3}{2}\cdot g E\,\varepsilon : N^2 \text{ und } z = N : 2\gamma\sqrt{\varepsilon}$$

gefunden wurde.

Die abkürzenden Konstanten in (32) sind nachstehend erklärt:

$$a = \frac{3}{8}\cdot g E\,\varepsilon;\ b = 3;\ c = 4\gamma^2\varepsilon;\ d = \frac{\pi^2\gamma\sqrt{\varepsilon}}{8};\ e = 0{,}5\,\pi\gamma\sqrt{\varepsilon}. \tag{33}$$

Somit haben wir den dynamischen Effekt durch für alle Brücken gültige Konstanten a, b, c, d, e und eine Größe $N = V\sqrt{\frac{\sigma}{l}}$ ausgedrückt, die für jede Brücke und jeden Fahrvorgang einzeln zu berechnen ist. Die Formel (32) stellt sich so im Gegensatz zu den verallgemeinernden Stoßzahlenformeln des Typus

$$\varepsilon_D = \frac{a}{b + l}, \tag{34}$$

in denen die Individualität der einzelnen Brücke lediglich durch die Länge l gekennzeichnet ist. Der Ansatz (32) belehrt uns aber, daß der Stoßzahlverlauf höchstwahrscheinlich nicht so einfach ist, wie die verallgemeinernden Formeln annehmen. Der Ansatz (32) zeigt uns sogar, daß die Brückenlänge l, auch wenn man für alle Brücken dasselbe V annehmen und dasselbe σ zulassen wollte, keineswegs einen monotonen Verlauf von ε_D bedingt. Wir finden nämlich den dynamischen Effekt abhängig von l mit neuen Konstanten in der Form:

$$\varepsilon_D = \frac{1}{a'\,l - b'} + \frac{c'}{l} + \frac{d'}{\sqrt{l}} + e'\sqrt{l} - \varkappa. \tag{35}$$

Zur Untersuchung dieser Formel gehen wir mit der Wirklichkeit entsprechenden Zahlenwerten vor, die wir in die Festwerte a', b', c', d', e' einführen:

Die Festwerte schreiben sich erstlich:

$$\left\{\begin{aligned} a' &= \frac{3}{8}\cdot\gamma\cdot\frac{E\,\varepsilon}{V^2\sigma};\ b' = 3;\ c' = \frac{V^2\sigma}{4\,\gamma^2\varepsilon};\ d' = \frac{4\,V\sqrt{\sigma}}{\pi^2\gamma\sqrt{\varepsilon}};\\ \sqrt{\varepsilon}\,\varkappa &= 0{,}1\quad e' = \frac{0{,}5\,\pi\,\gamma}{V\sqrt{\sigma}}. \end{aligned}\right. \tag{36}$$

Die hier einzuführenden Zahlenwerte sind

$E = 2{,}2\cdot 10^6$ kg/cm²; $g = 981$ cm/Sek.²,

$\varepsilon = 0{,}1$ (Schlankheit der Brücke); $\varkappa = \frac{f_j}{G_a} = 0{,}1$,

f_j = Fliehkraft der Gegengewichte,

G_a = Adhäsionsgewichtsanteil der Lokomotive,

$V = 2200$ cm/Sek.,

$\sigma = 1000$ kg/cm²,

$\gamma = 13\,750$ cm$^{-1/2}$ sec.$^{-1}$ kg$^{1/2}$.

Sie liefern:

$a' = 0{,}017$; $b' = 3$; $c' = 64$; $d' = 6{,}4$; $e' = 0{,}01$.

Hiernach berechnet man den Effekt

$$\varepsilon_D = \frac{1}{0{,}017\,l - 3} + \frac{64}{l} + \frac{6{,}4}{\sqrt{l}} + 0{,}01\sqrt{l} - 0{,}1 \tag{37}$$

für $l = 300$, 500, 800, 1000, 1500, 2000, 3000, 3500, 5000 cm und trägt die gefundenen Werte als Kurve AA in Abb. 8 auf. Es ergibt sich tatsächlich eine Zunahme der Stoßziffern für die längeren Brücken, was ja auch nicht verwunderlich ist, da wir durchweg Resonanz (d. h. Übereinstimmung der Brückenschwingungszahl mit der Drehzahl der Treibräder) vorausgesetzt haben, deren Wirkung aber um so stärker wird, je öfter die periodischen, von den Gegengewichten der Treibräder ausgehenden Schienendrücke Gelegenheit haben, sich auf die Brücke zu übertragen, d. h. je länger die Brücke ist. Wir haben also in dem Ansteigen der Stoffzifferkurve den in der allgemeinen Schwingungstechnik bekannten Effekt der „Aufschaukelzeit" bei Resonanz vor uns. Als Aufschaukelzeit gilt hier die Brückendurchfahrzeit.

Daß die Kurve AA in ihrem Charakter bei größeren Brückenlängen von dem bekannten allgemeinen Aussehen der Stoßzifferkurven (vergl. Abb. 7) so erheblich abweicht, liegt daran, daß naturgemäß der Resonanzeffekt bei einer als Einzellast betrachteten Lokomotive, bezogen auf deren statische Wirkung, verhältnismäßig bedeutend sein muß, während die bekannten Stoßzifferkurven sich auf Belastungszüge beziehen, infolgedessen der Resonanzeffekt im Verhältnis der Lokomotive zum Zuggewicht zu reduzieren ist. Hierauf wird im nächsten Abschnitt näher eingegangen.

Eine weitere interessante Frage ist der Einfluß der Zuggeschwindigkeit auf die Stoßzifferkurve. Zur Ergründung dieses rechnen wir ε_D auf $V = 40$ km/Std. Fahrgeschwindigkeit um:

$$\varepsilon_D = \frac{1}{0{,}068\,l - 3} + \frac{16}{l} + \frac{3{,}2}{\sqrt{l}} + 0{,}005\sqrt{l} - 0{,}1 \tag{38}$$

[8]) Vergl. hierzu: N. Streletzky, Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken. „Die Bautechnik" 1927, S. 598.

und finden hiermit die Kurve BB in Abb. 8, also, wie erwartet, eine erhebliche Herabsetzung der Stoßzifferwerte.

Auch der Einfluß von σ ist wichtig. Wir untersuchen ε_D für $\sigma = 2000$ kg/cm² durch den Ansatz:

$$(39) \qquad \varepsilon_D = \frac{1}{0{,}0085\,l - 3} + \frac{128}{l} + \frac{9{,}1}{\sqrt{l}} + 0{,}007\sqrt{l} - 0{,}1,$$

der die Kurve CC in Abb. 8 liefert. Hiernach hat der Übergang zu hohen statischen Grundbeanspruchungen der Brücken die Wirkung, daß für die kürzeren Brücken (unter 20 m) eine Zunahme der Stoßzifferzuschläge bedingt sein dürfte. Anderseits hat der Übergang zu stärkerer konstruktiver Materialausnutzung bei längeren Brücken eine Verminderung der Stoßzuschläge zur Folge.

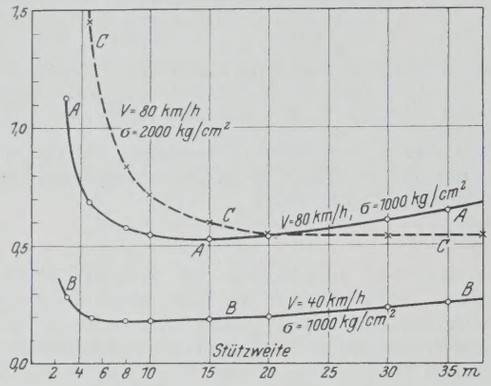


Abb. 8. Stoßzifferkurven für eine Einzellast (Regelmäßige dynamische Wirkungen).

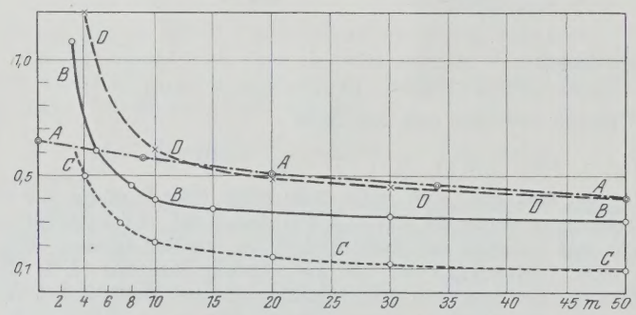
9. Die dynamischen Effekte für einen Belastungszug.

Wir gehen nun dazu über, den Ausdruck für den dynamischen Effekt, der für eine Einzellast gilt,

$$(40) \qquad \varepsilon_D = \frac{1}{0{,}017\,l - 3} + \frac{64}{l} + \frac{6{,}4}{\sqrt{l}} + 0{,}01\sqrt{l} - 0{,}1$$

für einen gewöhnlichen Eisenbahnzug, d. h. eine Lokomotive mit angehängten Wagen umzuformen. Hierzu bemerken wir, daß der Zimmermann-Effekt $\frac{1}{0{,}017\,l - 3}$ und der Timoshenko-Effekt $\frac{64}{l} + \frac{6{,}4}{\sqrt{l}}$ sich beim Zuge gegenüber der Einzellast nicht wesentlich ändern werden. Dagegen ist beim Räder-Effekt $0{,}01\sqrt{l} - 0{,}1$ dem Umstande Rechnung zu tragen, daß dieser nunmehr auf das gesamte Zuggewicht zu reduzieren ist, d. h. im Verhältnis $G_a : G_z$, wo G_a wie früher den Adhäsionsgewichtsanteil, G_z das Zuggewicht bedeuten. Wir nehmen für die kürzeren und mittleren Brücken überschläglich $G_a : G_z = \lambda = \frac{1}{3}$ an und finden:

$$(41) \qquad \varepsilon_D = \frac{1}{0{,}017\,l - 3} + \frac{64}{l} + \frac{6{,}4}{\sqrt{l}} + \frac{1}{3}(0{,}01\sqrt{l} - 0{,}1).$$



A A: Stoßzuschlaglinie nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahngesellschaft (Schienen auf Schwellen und Längsträgern).
B B: Stoßzuschlaglinie für die regelmäßigen dynamischen Wirkungen (abgeleitet aus den Theorien von H. Zimmermann und St. Timoshenko.
C C: Stoßzuschlaglinie für die unregelmäßigen dynamischen Wirkungen nach H. Saller.
D D: Die Zusammensetzung der Kurven BB und CC liefert nahezu die empirische Linie AA der Deutschen Reichsbahn. Nur im Gebiete der kürzeren Brücken zeigen sich beträchtlichere Abweichungen.

Abb. 9. Vergleich theoretischer und empirischer Stoßziffer-Kurven.

Dieser Ansatz ausgewertet liefert in Abb. 9 die Zuschlaglinie BB für die regelmäßigen dynamischen Wirkungen. Wie schon oben unter Ziffer 6 dargelegt, gesellen sich die unregelmäßigen dynamischen Wirkungen, die eigentlichen Stoßeffekte, hinzu, die von den sekundären Einflüssen des Fahrvorgangs: Unebenheiten der Schienen, Schienenstoßlücken, unrunde Räder, Zickzackkurs der Wagen usw. herrühren. Eine Theorie dieser Vorgänge haben wir zunächst unterlassen. Wir weisen aber darauf hin, daß von Dr. H. Saller 1910 für die unregelmäßigen Wirkungen die als Kurve CC dargestellte Stoßzuschlaglinie vorgeschlagen ist.[9])

[9]) Vergl. A. Bühler, Stoßwirkungen bei eisernen Eisenbahnbrücken, Abb. 6. (Druckschrift zum Internationalen Kongreß für Brückenbau und Hochbau. Zürich. September 1926.)

Addiert man die Ordinaten dieser Kurve CC zu BB, so ergibt sich die Linie DD des gesamten Stoßzuschlages. Diese ist zu vergleichen mit der Stoßzuschlaglinie AA nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn. Ersichtlich findet weitgehende Übereinstimmung zwischen der theoretischen Kurve DD und der vereinbarten Kurve AA statt, ein Zeichen für gute wissenschaftliche Begründung der letzteren.

Es ist auch darauf hinzuweisen, daß der Zuschlagwert 0,12 nach Kurve CC mit dem gemessenen Betrage von $\varepsilon_{St} = 0{,}15$ in Abschnitt 7 für 35 m Brückenlänge sich deckt, soweit man es angesichts der noch nicht ganz sicher stehenden Genauigkeit der benutzten Meßinstrumente erwarten kann.

10. Die Eigenschwingungen der Brücken.

In den vorstehenden Untersuchungen spielt die Eigenschwingungsdauer der Brücken eine wichtige Rolle. Ihre Kenntnis gehört neben der dynamischen Spannungsermittlung zu den Fundamentalaufgaben der Brückendynamik.

Ohne hier auf die strengen Verfahren der Schwingungszahlberechnung von Fachwerken[10]) einzugehen, knüpfen wir mit H. Steiner[11]) an die Ersetzung eines statisch bestimmten Fachwerkträgers bezw. einer Brücke durch einen ihr äquivalenten Vollwandbalken mit dem Querschnittsträgheitsmoment J der Querschnittsfläche f an. Die Äquivalenz sei gegeben durch die Übereinstimmung des Balkens mit der Brücke in bezug auf die Länge l, die Systemhöhe h, die Spannung in der äußersten Faser σ unter Einfluß des Eigengewichtes und die Schwingungszahl n; p sei noch das Eigengewicht, q das Nutzgewicht für die laufende Längeneinheit.

Dann gelten bekanntlich die Formeln

$$(42) \qquad \left.\begin{aligned} \sigma_p &= \frac{p\,l^2}{8\,W} \\ \sigma_{p+q} &= \frac{(p+q)\,l^2}{8\,W} \end{aligned}\right\} \quad W = \frac{2\,J}{h}$$

für die Höchstbeanspruchungen σ in den Gurtungen.

Ferner gilt für die Schwingungszahlen

$$(43) \qquad n_p = \frac{\pi}{2\,l^2}\sqrt{\frac{E\,J\,g}{p}};\quad n_{p+q} = \frac{\pi}{2\,l^2}\sqrt{\frac{E\,J\,g}{p+q}}.$$

Ersichtlich kann man aus σ_p und n_p die Größe $\frac{J}{p}$ und aus σ_{p+q} und n_{p+q} die Größe $\frac{J}{p+q}$ eliminieren, wodurch man erhält:

$$(44) \qquad \left.\begin{aligned} n_p &= \frac{\pi}{8}\sqrt{E\,g} : l\sqrt{\frac{\sigma_p}{h}} \\ n_{p+q} &= \frac{\pi}{8}\sqrt{E\,g} : l\sqrt{\frac{\sigma_{p+q}}{l}}. \end{aligned}\right.$$

Hier berechnet sich $\frac{\pi}{8}\sqrt{E\,g} = 17\,600\ \mathrm{kg^{1/2}\,cm^{-1/2}\,sec.^{-1}}$ und danach

$$(45) \qquad n = \frac{17\,600}{s}$$

mit $s = l\sqrt{\frac{\sigma}{h}}$.

Dieser einfache Zusammenhang kann an Hand von Brückenschwingungsmessungen, die Sektionschef A. Bühler[12]) bei den Schweizerischen Bundesbahnen ausführen ließ, geprüft werden. Dabei ergibt sich die auf der Abb. 10 (Tafel) enthaltene Darstellung, die einerseits zeigt, auf welche der Größe und der Ausführung nach außerordentlich verschiedene Systeme von Brücken sich der Vergleich erstreckt, anderseits die Meßpunkte im Zusammenhang mit der theoretischen Kurve $n = \frac{17\,600}{s}$ sowie einer interpolierten Kurve $n = \frac{13\,750}{s}$ wiedergibt. Die Lage der Meßpunkte zur interpolierten Kurve ist angesichts der Schwierigkeit der Messung von Brückenschwingungszahlen genügend genau. So wurde denn das Ergebnis

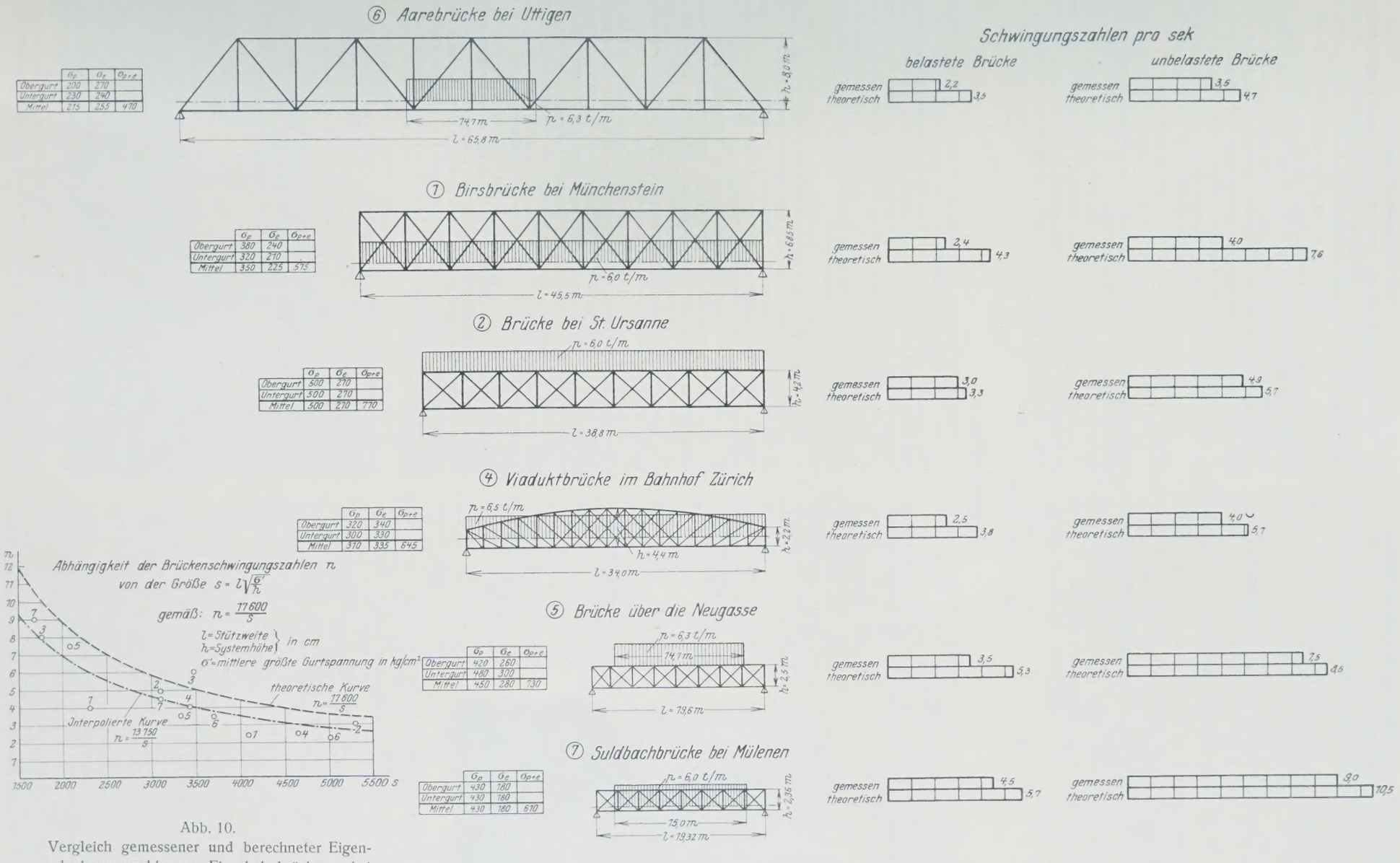
$$n = \frac{13\,750}{s}$$

den Berechnungen der dynamischen Beanspruchungen zugrunde gelegt; 13 750 ist die dabei eingeführte Zahl γ.

[10]) H. Reißner, Schwingungsaufgaben aus der Theorie der Fachwerke; Zeitschr. f. Bauw., Bd. 53 (1903), 135.
E. Pohlhausen, Berechnung der Eigenschwingungen statisch unbestimmter Fachwerke; Zeitschr. f. ang. Math. u. Mech., Bd. I (1921), 28.

[11]) Steiner, Metallkonstruktionen der Zukunft. Zeitschr. d. österr. Ing. u. Arch. V. 1922, S. 113, 149.

[12]) Ich gestatte mir, Herrn A. Bühler meinen Dank für Überlassung seiner Meßergebnisse und der Systemrisse der untersuchten Brücken auszusprechen.



	σ_p	σ_e	σ_{pre}
Obergurt	200	270	
Untergurt	230	240	
Mittel	215	255	470

	σ_p	σ_e	σ_{pre}
Obergurt	380	240	
Untergurt	320	270	
Mittel	350	225	575

	σ_p	σ_e	σ_{pre}
Obergurt	500	270	
Untergurt	500	270	
Mittel	500	270	770

	σ_p	σ_e	σ_{pre}
Obergurt	320	340	
Untergurt	300	330	
Mittel	310	335	645

	σ_p	σ_e	σ_{pre}
Obergurt	420	260	
Untergurt	480	300	
Mittel	450	280	730

	σ_p	σ_e	σ_{pre}
Obergurt	430	180	
Untergurt	430	180	
Mittel	430	180	610

	σ_p	σ_e	σ_{pre}
Obergurt	410	140	
Untergurt	500	170	
Mittel	455	155	610

Abb. 10.
Vergleich gemessener und berechneter Eigenschwingungszahlen von Eisenbahnbrücken nebst Systemskizzen der untersuchten Bauwerke (nach Versuchen der Generaldirektion der S. B. B. Bern). Hier bedeutet σ_e die Beanspruchung durch das Eigengewicht, σ_p die Beanspruchung durch die Nutzlast.

11. Benutzung der Eigenschwingungszahl zur Brückenprüfung.

In Abschnitt 10 war für die Brückenschwingungszahl der Ausdruck gefunden

$$n = \frac{\pi}{8}\sqrt{E g : l}\sqrt{\frac{l}{h}} = \frac{\pi}{8 l}\sqrt{g h}\ \sqrt{\frac{E}{\sigma}}. \tag{46}$$

Hier ist $\frac{\pi}{8 l}\sqrt{g h}$ ein Festwert, der keiner Veränderung unterliegt. Dagegen ist $\sqrt{\frac{E}{\sigma}}$ mit der Zeit in abnehmendem Sinne veränderlich. Denn das Elastizitätsmaß, das nach der Theorie vom äquivalenten Balken für das ganze Bauwerk gelten soll, muß abnehmen, wenn Lockerungen in den Knotenpunkten stattfinden. Dagegen muß σ zunehmen, wenn etwa im Laufe der Zeit durch Verrostung usw. Querschnittsverluste eintreten. Beides zusammen muß auf eine Abnahme von n im Laufe der Zeit hinwirken, auf welche Bemerkung man daran denken könnte, die Eigenfrequenzbestimmungen so zuverlässig zu machen, daß sie ein Urteil über ihre Abnahme im Laufe der Zeit und damit eine Beurteilung des Brückenzustandes ermöglichen.

12. Zusammenfassung.

1. Die Untersuchung der dynamischen Brückenbeanspruchungen mit Hilfe der Stokes-Zimmermannschen Differentialgleichung und der Differentialgleichung des elastischen Balkens liefert die Möglichkeit, für die Mitte der Gurte der Hauptträger die Stoßzuschlagkurve für die regelmäßigen dynamischen Wirkungen zahlenmäßig zu bestimmen. — Durch Hinzunahme einer Zuschlagkurve von H. Saller für die unregelmäßigen dynamischen (Stoß-) Wirkungen ergibt sich eine Zuschlagkurve, die mit der von der Deutschen Reichsbahn für Brücken mit Schwellenlagerung der Schienen auf Längsträgern vorgeschriebenen Kurve wesentlich übereinstimmt.

2. Die Anwendung der strengen Balkentheorie auf die Eigenschwingungen der Brücken liefert befriedigende Übereinstimmung mit Versuchsergebnissen.

3. Die strenge Balkentheorie kann auch zur Ermittlung der Zuschlagkurven für außermittige Punkte der Gurte benutzt werden.

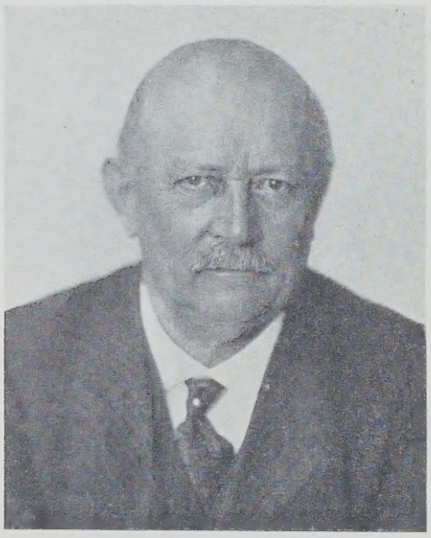
4. Für die weitere theoretische Erforschung der Brückenbeanspruchungen ist die Berücksichtigung der Reibung oder Dämpfung sowie der nachgiebigen Lagerung der Brückenendpunkte ins Auge zu fassen, um den Wirklichkeitsbedingungen bei den Brücken möglichst nahe zu kommen.

5. Es ist nicht ausgeschlossen, Verfahren auszubilden, die gestatten, durch präcise Messung der Eigenschwingungszahlen der Brücken auf deren Zustand und seine Veränderung mit der Zeit zu schließen.

Vermischtes.

Paul Bilfinger †. Am 4. Januar 1928 verschied in Mannheim Baurat Dr.-Ing. ehr. Paul Bilfinger, Generaldirektor der Grün & Bilfinger A.-G., Tief- und Hochbau-Unternehmung in Mannheim.

Geboren am 15. Mai 1858 in Bern, besuchte er die Technische Hochschule in Stuttgart und legte dort im Herbst 1887 die Regierungsbaumeister-Prüfung für Bauingenieurwesen ab.



Erst 24 Jahre alt, übernahm er schon Bauleitungen an Brücken mit schwierigen Druckluftgründungen im In- und Auslande. Vom Herbst 1887 ab war er bei der Bauunternehmung Bernatz & Grün, Mannheim, tätig und gründete 1892 mit dem (1915 verstorbenen) Ingenieur A. Grün die Firma Grün & Bilfinger in Mannheim als offene Handelsgesellschaft. Das Unternehmen gewann durch Übernahme bedeutender Tiefbau-Arbeiten sehr bald so große Ausdehnung, daß es 1906 in eine Aktien-Gesellschaft umgewandelt wurde, deren Vorsitz im Vorstande Paul Bilfinger übernahm. Wenn sich in den folgenden Jahrzehnten der Wirkungskreis der Gesellschaft über ganz Deutschland und über das Ausland entwickelte und sich heute eines Weltrufes erfreuen darf, so ist dies vor allem dem Verstorbenen zu danken. Er schreckte nie vor schwierigen technischen Aufgaben zurück, und unermüdlich war er bestrebt, den Arbeitsumfang der Unternehmung zu erweitern. Von schwierigen Luftdruckgründungen und Tunnelbauten bis zu umfangreichen Erdbewegungen blieb ihm kein Gebiet der Ingenieurbaukunst fremd. Zahlreiche Brückenbauten, Hafenanlagen, Tunnel- und Bahnbauten entstanden unter seiner Leitung oder Mitwirkung; an vielen Bahnhof-Neubauten und an Umbauten von Bahnhöfen während des Betriebes unter außerordentlich schwierigen Betriebsverhältnissen hat er sich hervorragend betätigt. Auch eine große Anzahl von Wettbewerben im In- und Auslande führte seine Firma unter seiner Leitung mit bestem Erfolge durch.

Der umfassenden Tätigkeit Bilfingers wurden mancherlei öffentliche Anerkennungen zuteil. Die württembergische Regierung verlieh ihm den Titel „Baurat", die Technische Hochschule Stuttgart ernannte ihn zum Ehrendoktor, Körperschaften und Gesellschaften, wie z. B. die Handelskammer Mannheim, der Deutsche Beton-Verein, Obercassel, der Beton- u. Tiefbau-Arbeitgeberverband, Berlin, der Südwestdeutsche Kanalverein in Stuttgart, das Deutsche Museum in München, die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen usw. sicherten sich sein umfassendes Wissen und sein organisatorisches Talent durch seine Berufung in die Leitung.

Seine Großzügigkeit neben persönlicher Bescheidenheit und Einfachheit, seine Liebenswürdigkeit und Herzensgüte, sein tiefes soziales Empfinden, seine angenehmen, vielfach durch Humor gewürzten Verkehrsformen und sein warmes Wohlwollen für Mitarbeiter und Untergebene sicherten ihm allgemeine Verehrung. Eine frohe Arbeitsnatur, ein hervorragender Techniker und ein edler Mensch ist mit Bilfinger dahingegangen.

Baugrundforschung. Der Deutsche Ausschuß für Baugrundforschung bei der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen hat ein „vorläufiges Merkblatt für die Entnahme und Behandlung von Bodenproben" ausgearbeitet und den Behörden und wirtschaftlichen Verbänden des Bauwesens zur Stellungnahme zugestellt. Äußerungen aus Kreisen der Praxis und der Wissenschaft werden erbeten.

Der Ausschuß bittet, ihn von wichtigen Beobachtungen u. dergl. unterrichten zu wollen (Anschrift: Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen, Berlin NW 7, Ingenieurhaus).

Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1928. (Schluß aus Heft 3.)

Einmalige Ausgaben: Allgemeines. Versuche auf dem Gebiete des Eisenbetonbaues, weiterer Ergänzungsbetrag 3000, Versuche auf dem Gebiete der Kulturtechnik 12 500, Beitrag zu den Kosten des zu erneuernden Teiles des Landesnivellementsnetzes in Ostfriesland, Oldenburg und in den Gebieten der Unterweser und der Unterelbe 20 000.

Provinz Ostpreußen. Einrichtung einer Bauabteilung zur Beseitigung der Überschwemmungsgefahr und zu Entwässerungsmaßnahmen im unteren Pregel- und Deimegebiet (1. Teilbetrag) 20 000, Beihilfe für die Ausführung von Uferschutzarbeiten an der Samlandküste von Warnicken bis Rauschen 30 000.

Provinz Brandenburg. Kosten der Bauabteilung für die Regulierung der Wasserverhältnisse im Gebiet der alten und neuen Dosse und Jäglitz sowie am Rhinkanal, Regierungsbezirk Potsdam (2. Teilbetrag) 32 000, Neubau der Straßenbrücke bei Trebatsch 200 000, Neubau der Berliner Brücke über den Potsdamer Stadtkanal (Ergänzungsbetrag) 50 000, Kosten der Bauabteilung zur Beseitigung der Überschwemmungsgefahr und zu Entwässerungsmaßnahmen in der Warthe- und Netzeniederung, Regierungsbezirk Frankfurt a. O. (2. Teilbetrag) 36 000, Neubau der Schleuse Hakenberg (Ergänzungs-Restbetrag) 100 000, Neubau der Brücke Nr. 14 im Fehrower Damm, Kreis Cottbus, 20 000, Untersuchungen über die Abflußverhältnisse, insbesondere den Umfang des Drängewassers im Ober- und Nieder-Oderbruch 10 000, Beihilfe zu den Kosten der Vor- und Entwurfsarbeiten für den Ausbau der Mündungsstrecke der Havel zur Verbesserung der Vorflut- und Schiffahrtsverhältnisse, Regierungsbezirke Potsdam und Magdeburg 110 000.

Provinz Pommern. Herstellung neuer Uferschutzwerke auf dem östlichen Teile der Halbinsel Zingst (4. Teilbetrag) 125 000, Herstellung von Uferschutzwerken vor Henkenhagen (3. Teilbetrag) 140 000, Herstellung eines Uferschutzes von Bauerhufen bis Groß-Möllen (Teil I) (2. Teilbetrag) 100 000, Erweiterung der Buhnengruppe westlich der Regamündung bei Ost-Deep (1. Teilbetrag) 100 000.

Provinz Niederschlesien. Bestreitung der für die Odergesetzliegenschaften entstehenden Ausgaben 4500, Kosten der Bauabteilung für die Melioration des Bartschgebietes in Trachenberg, Kreis Militsch, Regierungsbezirk Breslau, 49 000.

Provinz Schleswig-Holstein. Bau von Steindecken auf der Hallig Hooge (7. Ergänzungsbetrag) 220 000, Sicherung der Tamenswerft auf der Hallig Langeness 202 000, Sicherung der Hallig Nordstrandischmoor (5. Teilbetrag) 150 000, Ersatz abgängiger hölzerner Siele auf der Hallig Langeness-Nordmarsch (2. Teilbetrag) 250 000, Wiederherstellung des Dammes Oland—Langeness 959 000, Wiederherstellung und Verlängerung der Strandmauer bei Wyk auf Föhr 133 500.

Provinz Hannover. Neubau der Lunebrücke bei Stotel, Regierungsbezirk Stade, 80 000, Einrichtung einer Bauabteilung für das Gebiet der Leine 28 000, Ersatzbau von weiteren vier Feldwegbrücken über den Ems-Jade-Kanal 99 000.

Provinz Hessen-Nassau. Betrieb einer Meßstelle für Verdunstungsmessungen auf dem Vorbecken der Edertalsperre (3. Teilbetrag) 1500, Kosten der Bauabteilung für die Regulierung der Lahn und ihrer Zuflüsse (3. Teilbetrag) 36 000.

Rheinprovinz. Beihilfen zu einzelnen Eindeichungen in den durch die letzten Hochwasser besonders schwer geschädigten Gemeinden der Rheinprovinz (3. Teilbetrag) 1 000 000, Beihilfe zur Rückverlegung des Rheindeiches bei Bimmen, Kreis Cleve, Regierungsbezirk Düsseldorf (Restbetrag) 200 000.

Die Thurbrücke in Schwarzenbach. Die zum Ersatz der alten Eisengitterbrücke dienende, das eingeschnittene Tal der Thur im Zuge der Eisenbahn Winterthur—St. Gallen kreuzende Brücke ist aus Stampfbeton mit Steinverkleidung hergestellt. Sie kreuzt das Tal in drei großen Bogen von je 37 m l. W.; die zwei Seitenöffnungen haben eine Lichtweite von 13 bezw. 10 m (Abb. 1). Durch den seitlichen Bogen rechts führt die Kantonstraße, durch den linkseitigen ein Feldweg. Die gesamte Brückenlänge beträgt 177 m, die Fahrbahnbreite 8,60 m.

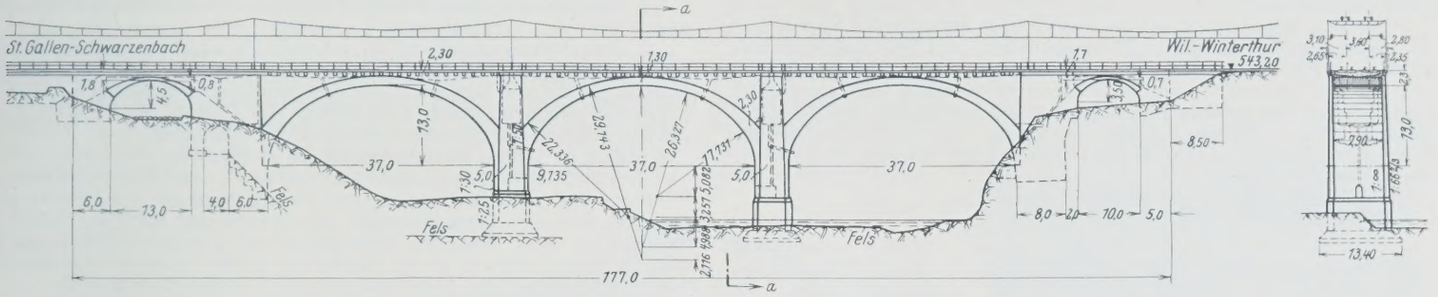


Abb. 1.

Als Verkleidungsmauerwerk wurde Obertoggenburger Sandstein, ein submariner Molassesandstein, gewählt, der durch seine warme graue Farbe der Brücke ein recht gefälliges Aussehen verleiht und der Umgebung gut angepaßt ist. Die Abdeckplatten und Konsolen bestehen aus Granit.

Wie wir einem Bericht in der Schweizer Zeitschrift „Hoch- und Tiefbau" vom 27. August 1927 entnehmen, sind die Gewölbe sind zum Teil aus Betonquadern, zum Teil aus Stampfbeton hergestellt, die Zwickel mit Sparbeton ausgefüllt; es geschah dies, weil die elliptische Gewölbeform über den Kämpfern zur Erzielung eines richtigen Verlaufes der Drucklinie erheblicher Gewichte bedarf, was durch eine Auffüllung mit Magerbeton erreicht wurde. Die größten Druckspannungen in den großen Gewölben betragen 34 kg/cm², die größten Zugspannungen 10 kg/cm². Hierin ist neben dem Eigengewicht inbegriffen die Wirkung der zufälligen Last von 11 t/m für jedes Gleis, ferner die Bremskräfte und Wärmewirkungen für + 10 ° Temperaturveränderung. Bei den Pfeilern und in der Fundamentsohle traten rechnerisch keine Zugspannungen auf, die größte Beanspruchung beträgt 24,6 kg/cm² bezw. 11,6 kg/cm².

Die Pfeiler sind auf feste Nagelfluhbänke gegründet, und die Endwiderlager ruhen auf erdigem Kiesboden auf, daher die breiten Fundamente.

Ende Juli 1925 wurde die A.-G. Ed. Züblin & Cie. mit der Ausführung des Baues betraut; die Bauleitung übernahm die Bausektion St. Gallen des Kreises III der S.B.B. Mit den Aushubarbeiten der Pfeiler I und II wurde Ende August 1925 begonnen. Sämtliche Pfeiler wurden mindestens 1 m in den Felsen eingelassen; für den Aushub des Nagelfluhfelsens kamen Druckluftbohrhämmer zur Anwendung. Da die 10 000-V-Leitung der S.A.K. über den Pfeiler II verlief, mußten hier die Sprengarbeiten bis nach deren Verlegung aufgeschoben werden. Die Gründungsarbeiten des Pfeilers III gestalteten sich ziemlich schwierig. Nach Aufzeichnungen der Abflußmengen der Thur und des Neckers, die sich über 12 Jahre erstrecken, durfte der Oktober als der wasserärmste Monat angenommen werden, deshalb wurde anfangs Oktober die Gründung des Flußpfeilers in Angriff genommen, und zwar in offener Baugrube mittels Spundwandfangdammes. Die hölzernen Bohlen wurden durch die etwa 2 m starke Kiesschicht bis auf den Fels getrieben und mit Lehm und alten Säcken gut abgedichtet. Der Oktober 1925 brachte jedoch mehrmals Hochwasser, und dreimal wurde die Baugrube überflutet, so daß sogar die Pumpen geräumt werden mußten. Erst der November, der der Statistik gemäß für sehr ungünstig gehalten werden mußte, brachte wieder Niederwasser, und in diesem Monat wurden die Aushubarbeiten und hierauf die Betonierungsarbeiten der Fundamente bei zeitweise sehr kaltem Wetter beendet. Für die Betonierung der beiden Flußpfeiler war am Thurufer eine zweite Betonmischmaschine aufgestellt. Im Dezember stellte sich strenges Winterwetter ein: Die Arbeit wurde unterbrochen, im Februar bei günstiger Witterung aber fortgesetzt; an allen vier Pfeilern wurde betoniert und gemauert, so daß bis Anfang April 1926 die Hauptpfeiler fertig waren. Inzwischen waren die Lehrgerüste der Öffnungen 2 und 3 aufgestellt, so daß mit der Gewölbemauerung begonnen werden konnte.

Abb. 2. Pfeiler III bis zum Kämpfer aufgemauert; Aufstellen der Lehrbogen; am Eisenträger befestigter Dienststeg; darüber eine Anzahl Schwenkkrane.

Vorschriftsgemäß mußten die Gewölbe aus Betonsteinen und Betonquadern hergestellt werden, um bei Verwendung von Beton das Schwinden möglichst zu beschränken. Die Betonquadern, die mindestens 30 Tage gelagert werden mußten, wurden zum Schutze gegen Witterungseinflüsse in geschlossener Baracke und unter Verwendung von Druckluft-Stößeln gestampft. Auf Vorschlag der Unternehmung wurde in der Folge nur der erste Gewölbering aus Betonsteinen erstellt, und zwar in der Weise, daß darüber zwei steinstarke = 70 cm breite Lamellen mit entsprechenden Schwindfugen betoniert wurden. Mit Genehmigung der Bauleitung entwickelte sich der folgende, aus Abb. 3 ersichtliche Bauvorgang:

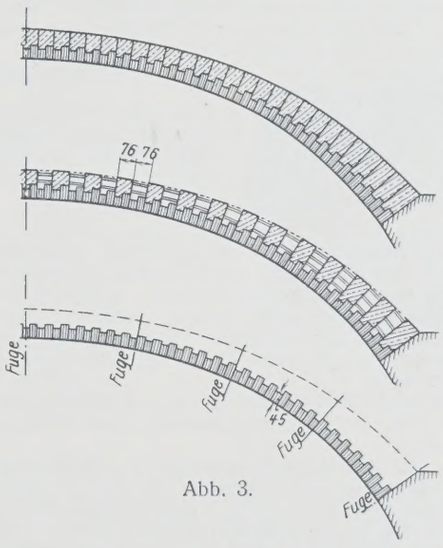


Abb. 3.

Der erste Ring wurde aus Betonsteinen zugleich mit der ersten Schicht der Kranzsteine gemauert, wobei im Kämpfer und im Scheitel schmale Mörtelrippen aufgetragen wurden, so daß sich daselbst eine offene Fuge bildete, die später mit Mörtelguß geschlossen wurde. Auf der Oberseite des ersten Ringes wurde durch 20 cm höhere Binder eine gute Verzahnung geschaffen. Diese erhielt durch eine regelmäßige Abwechslung von Läufern und Bindern ein schachbrettartiges Aussehen. Sodann wurden die oberen Kranzringe der Gewölbestirnen aufgemauert und nach 21 Tagen Wartefrist die Lamellen I betoniert, wobei jeweils zwei bis drei Steinreihen offengelassen wurden. Nach weiteren 21 Tagen wurden die Lamellen II betoniert, unter Offenlassung der erwähnten Schwindfugen; endlich nach abermals 21 Tagen wurden sämtliche Fugen geschlossen. Bei der Seitenöffnung 5 kamen keine Betonsteine zur Anwendung, sondern nur Betonlamellen, die mit entsprechenden Fugen in ähnlicher Weise hergestellt wurden. Die Anzahl von fünf Öffnungen gestattete, die Wartezeiten so zu verschieben, daß fortwährend betoniert bezw. gemauert werden konnte. Der Fugenschluß konnte in der Zeit vom 21. Juli bis 12. August vollzogen werden.

Die Lehrgerüste der Hauptbogen wurden bei der Aufstellung um 70 mm überhöht. Die Einsenkungen im Scheitel betrugen während der Mauerung des ersten Ringes bei Öffnung 2 etwa 50 mm, bei den Öffnungen 3 und 4 nur je 20 mm; diese geringen Werte erklären sich aus der guten Verankerung der Lehrgerüste im Pfeilerkopf. Die Aufbringung des zweiten Gewölberinges verursachte keine weitere Einsenkung. Beim Ausrüsten der Gewölbe wurden die Einsenkungen mit dem Griotschen Biegungsmesser kontrolliert, und zwar im Scheitel und im Gewölbeviertel. Die Scheitelsenkung betrug für die drei Hauptöffnungen 0,5 bis 1 mm, ohne sich später zu vergrößern; in den Nebenöffnungen ergaben sich keine meßbaren Einsenkungen.

Die Gesamtkosten der Brücke betragen ungefähr 600 000 Fr.

Anfangs April 1927 wurde die Brücke dem Betrieb übergeben.

Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke als Straßenbaustoff vom April 1927.[1]) (Auszug.)

Begriffsbestimmung.

Hochofenschlacke ist ein bei der Herstellung des Roheisens in flüssigem Zustande entstehendes Nebenerzeugnis, welches alle dem Hochofen zugeführten Stoffe aufnimmt, die nicht in das Roheisen und die Gichtgase übergehen. Es besteht in der Hauptsache aus Kalksilikaten und -aluminaten mit wechselnden Beimengungen von Magnesia, Schwefel (an Kalk gebunden), Eisenoxydul usw. Andere Schlacken, wie die Verbrennungsrückstände der Kohle, die Kessel- und Herdschlacken, die Lokomotivlösche, die Müllschmelzschlacke, die bei der Gewinnung von Zinn, Zink, Kupfer und Blei fallenden Schlacken, sowie die bei der Verfeinerung des Roheisens, der Bereitung von Fluß- und Schweißeisen entstehenden Schlacken, z. B. die Puddel-, Bessemer- und Thomasschlacken, fallen nicht unter den Begriff „Hochofenschlacke".

Bei den folgenden Richtlinien handelt es sich um die Verwendung von Hochofenschlacke, die in Form von Block- und Bettenschlacke beim Hochofenbetrieb gewonnen und Hochofenstückschlacke genannt wird.

Für die Verwendung als Straßenbaustoffe kommen nur saure Hochofenschlacken mit größerem Kieselsäure- und geringerem Kalkgehalte in Betracht. Sie entstehen bei der Herstellung von Thomasroheisen und Stahleisen. Basische Hochofenschlacken werden hauptsächlich bei der Herstellung von Gießereiroheisen gewonnen.

Richtlinien für die Erzeugung des Kleinschlags aus Hochofenstückschlacke.

1. Beschaffenheit der Hochofenstückschlacke. Bereits bei dem Entfall der Schlacke muß auf die für einen guten Straßenbaustoff nötigen besonderen Eigenschaften Rücksicht genommen werden. Zur Lieferung eines Stoffes von gleichmäßiger Beschaffenheit ist es erforderlich, daß die Hochofenwerke, wie schon bisher, nach ihren Erfahrungen über die Beständigkeit ihrer Schlacke eine Trennung der geeigneten von der ungeeigneten vornehmen, und zwar noch bevor die Schlacke der Aufbereitung zugeführt wird. Rohgangschlacke ist auszuscheiden.

2. Weiterbehandlung der Schlacke. Die wärmetechnische (thermische) Behandlung ist von großer Bedeutung für die Haltbarkeit der Schlacke; ihr ist daher von der Werkleitung besondere Aufmerksamkeit zu schenken. Die Art der Abkühlung frisch gefallener Schlacke sowie die Dauer der Lagerung vor der Verarbeitung ist vom Werk auf Grund seiner Erfahrungen festzusetzen.

3. Aufbereitung der Schlacke. Die Zerkleinerung der Schlacke in die vorgeschriebenen Abmessungen geschieht entweder von Hand oder mechanisch. Zur Gewinnung möglichst würfelförmiger Stücke im Kleinschlag empfiehlt sich u. a. die Anwendung von Kreiselbrechern oder Backenbrechern mit kreisbogenförmigen Brechbacken.

Nicht einwandfreie Stücke von stark blasigem, schaumigem und glasigem Gefüge müssen ausgesondert werden.

Aus dem Abbau alter Schlackenhalden dürfen nur dann Straßenbaustoffe geliefert werden, wenn nach eingehender Prüfung festgestellt worden ist, daß aus der Schlacke allen Anforderungen entsprechende Baustoffe hergestellt werden können. Der Aussonderung aller nicht einwandfreien Schichten ist hierbei besondere Aufmerksamkeit zu schenken.

Lieferbedingungen.

Für die Brauchbarkeit der Schlacke hat der Lieferer Gewähr zu leisten.

1. Die Baustoffe müssen aus raum- und wetterbeständiger Schlacke von möglichst gleichmäßigem und dicht aussehendem feinkristallinen Gefüge bestehen. Schlacken, die ein stark blasiges, schaumiges und glasiges Gefüge haben, sind von der Abnahme auszuschließen. Der Gehalt der Schlacke an Stücken mit glasigem Gefüge darf nicht mehr als 5% nach Gewichtsteilen betragen.

2. Der Kleinschlag soll möglichst würfelförmig und scharfkantig sein; die Korngrößen werden an den Kantenlängen gemessen, plattenförmiger Kleinschlag ist auszuscheiden.

3. Die Wasseraufnahme der Schlacke darf höchstens 3% des Gewichts betragen; nach einer Lagerung von acht Tagen an der Luft in einem überdeckten Raume von Zimmerwärme (18 bis 20°) und durchschnittlicher Luftfeuchtigkeit muß wieder ein gleichbleibendes Gewicht erreicht sein.

Versuchsausführung: Zehn oder mehr aus dem Kleinschlag herausgesuchte Stücke werden so lange getrocknet, bis sich das Gewicht nicht mehr verringert, und dann so lange in Wasser gelegt, bis sich das Gewicht nicht mehr erhöht. Nach Feststellung der Wasseraufnahme werden die Stücke an der Luft in einem überdeckten Raume von Zimmerwärme (18 bis 20°) und durchschnittlicher Luftfeuchtigkeit gelagert, bis wieder ein gleichbleibendes Gewicht erreicht ist.

4. Zerfall- und Zerrieselungserscheinungen des Kleinschlags dürfen im allgemeinen nicht eintreten; keinesfalls dürfen in einer Lieferung mehr als 4% zerfallende und zerrieselnde Stücke enthalten sein.

5. Die Druckfestigkeit, ermittelt an aus der Schlacke herausgeschnittenen Würfeln (trocken), muß mindestens 1200 kg/cm² betragen. Bei Lieferung von Schotter sind mindestens vier größere Bruchstücke von etwa Pflastersteingröße beizufügen, damit aus diesen nötigenfalls die erforderlichen Probewürfel hergestellt werden können.

6. Das Raummetergewicht für Kleinschlag aus Hochofenschlacke von 3 bis 6 cm Korngröße darf 1250 kg/m³ nicht unterschreiten. Eine Ausnahme ist nur dann zulässig, wenn trotz geringerem Raumgewicht die Druckfestigkeit den Anforderungen betr. Stoffproben (s. u.) entspricht.

Versuchsausführung: In ein zylindrisches Gefäß von 10 l Inhalt bei 18 cm Höhe und 26,6 cm Durchm. im Lichten wird der lufttrockene Kleinschlag ohne Rütteln eingefüllt und dann gewogen. Als Ergebnis gilt das Durchschnittsgewicht von zwölf Proben, die an verschiedenen Stellen ohne Auswahl der Stücke entnommen worden sind. An den amtlichen Versuchsstellen kann die Anzahl der Einzelversuche auf drei beschränkt werden.

Stoffproben.

Zu dem Angebot sind auf Anforderung nach Gewinnungsarten getrennt Stoffproben in dauerhaften Behältern, die in deutlicher und haltbarer Weise mit dem Namen und dem Wohnort des Bewerbers und dem Gewinnungsorte bezeichnet sein müssen, porto- und bestellgeldfrei einzusenden, und zwar in einer Menge von ungefähr einem Kubikdezimeter. Empfohlen wird die Übersendung eines Probewagens, der für die Lieferung maßgebend sein muß.

Güteprüfung und Abnahme.

1. Die Güte wird nach Vereinbarung in dem Lieferwerk, auf der Zielstation oder der Verwendungsstelle geprüft.

2. Die Prüfung geschieht im allgemeinen durch Vergleich mit der zur Verdingung eingesandten Stoffprobe und, falls die Erfüllung der Anforderungen an die Korngröße und Reinheit (Lieferbedingungen 1 und 2) zweifelhaft erscheint, durch Feststellung des Gehalts an zu großen, zu kleinen Stücken und an nicht zulässigen Beimengungen.

Außerdem ist das Raummetergewicht nachzuprüfen.

3. Von je 10 Wagenladungen bis zu je 15 t oder 100 m³ können auf Erfordern und nach Bestimmung der Prüfungsbeamten 3 m³ Steine entnommen, gewogen, einer Siebprobe unterworfen und auf ihren Gehalt an Stücken von stark blasigem, schaumigem und glasigem Gefüge geprüft werden. Die Siebprobe ist auf Sieben mit runden Löchern vorzunehmen, deren Durchmesser den Lieferbedingungen 2 entsprechen müssen.

4. Entspricht das Prüfungsergebnis den gestellten Anforderungen nicht, so wird eine ganze Wagenladung in gleicher Weise geprüft, und wenn sich auch diese als nicht bedingungsgemäß erweist, die ganze Teillieferung zurückgewiesen. In diesem Falle wird die minderwertige Ware zur Verfügung gestellt. Erforderlichenfalls sind die Wagen auf Kosten des Unternehmers zu entladen.

5. Die Prüfung der Wasseraufnahme und Wasserabgabe ist nach den Lieferbedingungen Ziff. 3 auszuführen.

6. Nimmt der Unternehmer oder sein Vertreter trotz Benachrichtigung an den Prüfungen und Abnahmen nicht teil, so bleiben die Ergebnisse für ihn dennoch verbindlich. Muß eine Lieferung beanstandet werden, so wird der Lieferer hiervon benachrichtigt.

Anlieferung und Versand.

1. Die Übernahme und Verrechnung der Steine erfolgt in der Regel nach dem amtlichen Bahngewicht auf dem Abgangsbahnhof.

2. Bei Kauf von Hochofenschlacke nach Gewicht hat der Unternehmer dieses auf einer zuverlässigen Gleiswage, die mit Vorrichtung zur Gewichtsaufzeichnung versehen ist, ermitteln zu lassen. Steht ihm eine solche Wage nicht zur Verfügung, so wird das Gewicht auf einer Bahnhofswage zu Lasten des Lieferers festgestellt. Im übrigen sind etwaige besondere Vereinbarungen maßgebend.

Gewährleistung.

Die in Lieferbedingungen vorgesehene Gewährleistung erstreckt sich nur auf die Festigkeit und Beständigkeit des Kleinschlags. Sie beginnt mit der Abnahme und erlischt am 31. Dezember des auf die Schlußabnahme folgenden Jahres.

[1]) Festgestellt von der Kommission zur Untersuchung der Verwendbarkeit von Hochofenschlacke.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Januar ausgegebene Heft 2 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. K. L. Bienheim: Wohnhausbauten der Architekten Engelmann und Fangmeyer, Berlin. — Förderung der Neubautätigkeit.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Martin ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt unter Versetzung vom Wasserbauamt in Emden an die Wasserstraßendirektion in Hannover.

Versetzt sind: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Pigge von der Wasserstraßendirektion in Hannover an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf.; — die Regierungsbauräte (W.) Hans Pfeiffer vom Neubauamt Dammbau-Sylt in Husum als Vorstand an das Wasserbauamt in Emden, Wilhelm von Glindenberg als Vorstand an das Kanalbauamt in Merseburg; — die Regierungsbaumeister (W.) Schell von Laase (Hafenbauamt Kolberg) an die Regierung in Aurich, Knoke vom Wasserbauamt in Hannover an die Kanalbauabteilung in Essen a. d. Ruhr und Waldemar Mügge von Rodenäs nach Henrichenburg (Neubauamt Münster i. Westf.).

Überwiesen sind: der Oberregierungs- und -baurat Pfannmüller in Wiesbaden dem Oberpräsidenten in Münster i. Westf.; — der Regierungsbaumeister (W.) Steffenhagen unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst dem Kanalbauamt in Obisfelde.

Das Neubauamt Dammbau-Sylt ist aufgelöst worden.

INHALT: Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927. (Fortsetzung.) — Niete aus Siliziumstahl. — Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken. (Schluß.) — Vermischtes: Paul Bilfinger †. — Baugrundforschung. — Aus dem preußischen Staatshaushalt für 1928. (Schluß.) — Thurbrücke in Schwarzenbach. — Richtlinien für die Herstellung und Lieferung von Hochofenschlacke als Straßenbaustoff. — Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 3. Februar 1928. — Heft 5

Ein Bauunfall beim Bau eines Durchlasses an der Elbe bei Hamburg.

Ersatz eines geplanten Durchlasses durch ein Hebersiel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat **Schwoon**, Hamburg.

A. Die ursprünglichen Bauplanungen und ihre Geschichte.

In der „Bautechnik" 1926, Heft 53, berichtete der Verfasser über „Die Ent- und Bewässerung der Hamburger Marschniederungen", unter anderem auch über den Bau des Bewässerungspumpwerks VII in Neuengamme, der wegen der außerordentlich ungünstigen Wasser- und Witterungsverhältnisse im Sommer 1926 noch nicht zu Ende geführt werden konnte. Es wurde geschildert, daß diesem Pumpwerk das von ihm in das Binnenland zu fördernde Wasser in einer Gesamtmenge von 1500 l/Sek. mittels

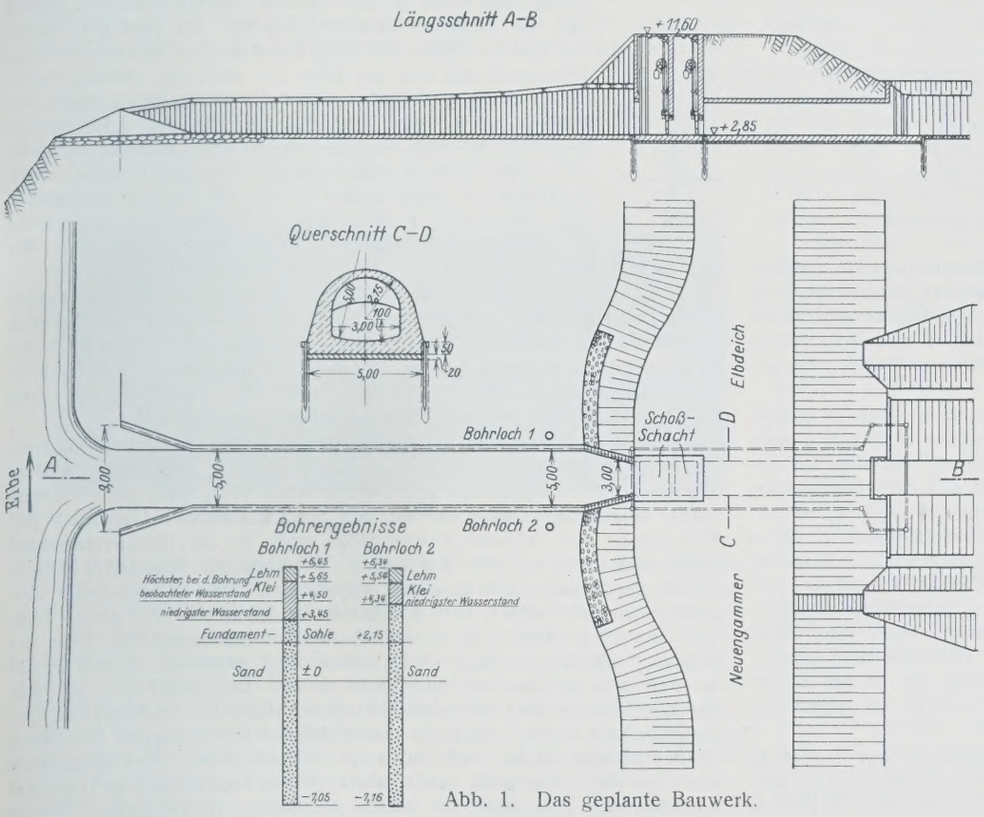


Abb. 1. Das geplante Bauwerk.

Sommer und Herbst 1926 bis tief in den folgenden Winter hinein. Die Rammung der den Schacht rings umschließenden 9 m langen und 15 cm starken, bis 3 m unter die Schachtsohle vorgesehenen Holzspundwände war bis Mitte Juni fertiggestellt. Die beiden parallel zum Deich verlaufenden Spundwände waren außer-

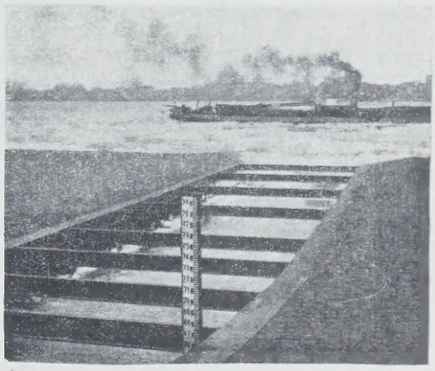


Abb. 2. Ausmündung des Zuflußgrabens in die Elbe.

Abb. 3. Blick auf das fertige Pumpwerk und den Zwischengraben zwischen Heber und Pumpwerk.

eines Deichdurchlasses aus der Elbe zugeführt werden sollte. Zur Wahrung der mit dem Bau dieses Durchlasses unterbrochenen Deichsicherung war in der Außenböschung des Elbdeiches ein Schoßschacht zur Aufnahme zweier durch Gegengewichte ausbalancierter eisernen Schosse von etwa 3 × 2 m Weite vorgesehen.

Gegenüber Abb. 47 auf S. 804 zu dem genannten Aufsatze wurde während der Bauausführung nachträglich angeordnet, den Schacht zur tunlichsten Einschränkung der in das Hochwasserprofil der Elbe hineinragenden, insbesondere für die Abführung des Eises ungünstig wirkenden Deichausbuchtung, etwa 7 m näher an die Krone heranzuführen. Eine weitere Abweichung von der ursprünglichen Planung bestand darin, daß der das Deichsiel mit der Elbe verbindende Graben durch das Außendeichvorland nicht mit einer $^1/_2$füßigen unbefestigten Böschung, sondern in 5 m Breite mit lotrechten Larssen-Spundwänden abgerammt wurde. Das so geplante Bauwerk ist in Abb. 1 im Grundriß und Längsschnitt dargestellt. Abb. 2 zeigt die Ausmündung des Zuflußgrabens in die Elbe.

Der Bau des von der Krone ab gerechnet rd. 10 m tief (von + 11,60 bis + 1,90 über HN) in den Deich einzubauenden Schachtes stand von vornherein unter einem Unglücksstern. Während nach den sorgfältigen Vorbereitungen der Bauleitung die Ausführung dieses Schachtes als schwierigster Teil der gesamten Anlage im zeitigen Frühjahr nach Abfluß der nach der Schneeschmelze aus der Oberelbe andrängenden Hochwasserwelle begonnen und bis Mitte Juli fertiggestellt werden sollte, verzögerte sich die Ausführung aus nicht vorausgesehenen Ursachen durch den ganzen dem zu beiden Seiten des Schachtes über diesen hinaus in der Richtung des Deiches um je 6 m, wie aus Abb. 4 ersichtlich, verlängert worden zum Schutze des Deichkörpers bei den später vorzunehmenden Abgrabungen. Auch ein im Vorland angeordneter, ebenfalls mit doppelten Spundwänden gesicherter, bis + 8,0 aufgeführter, beiderseits an den Elbdeich angeschlossener behelfsmäßiger Schutzdeich war fertiggestellt. Unmittelbar nach Beendigung all dieser Vorarbeiten traten dann infolge der ununterbrochenen Regenfälle hohe Elbwasserstände ein, die das gesamte Außendeichvorland überschwemmten und alle weiteren Außendeicharbeiten für lange Zeit unmöglich machten. Während in dieser Jahreszeit der Elbwasserstand nur etwa bis auf + 6,5 über HN anzusteigen pflegt — Ebbe und Flut von der Nordsee her machen sich an dieser Stelle nur noch um wenige Dezimeter geltend —, stieg das Wasser bis Anfang Juli auf Ordinate + 8,53, so daß auch der behelfsmäßige Fangedamm völlig überflutet war. Erst am 18. August ließen die Wasserstände es gerade wieder zu, auf dem behelfsmäßigen Fangedamm festen Fuß zu fassen, so daß auf ihm eine Pumpe postiert werden konnte zu dem Zweck, das durch die behelfsmäßige Eindeichung eingefaßte Vorland freizupumpen, um dann die für die weiteren Arbeiten erforderliche Grundwasserabsenkungsanlage, die schon vor der Überflutung nahezu fertig gewesen war, zu vollenden und in Betrieb zu setzen. Es zeigte sich jedoch, daß die Filterbrunnen infolge der langen Überflutung völlig versandet waren und durch neue ersetzt werden mußten. Am 30. August konnte die erneute Anlage in Betrieb genommen werden.

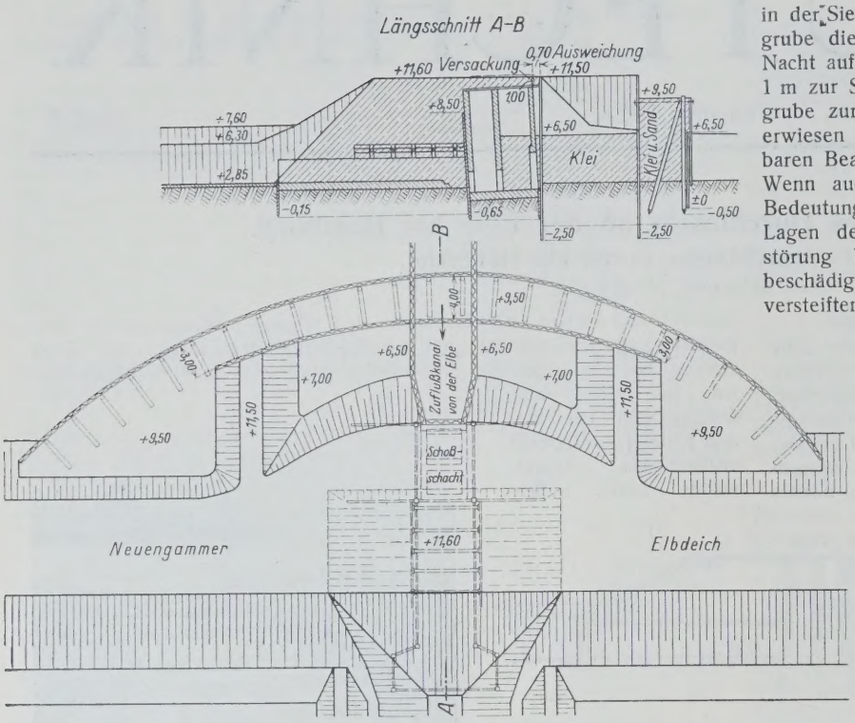


Abb. 4. Lageplan und Längsschnitt.

In der Zwischenzeit war das eigentliche Pumpwerk und der Verbindungsgraben zwischen ihm und dem Deichsiel fertiggestellt (Abb. 3). Die wichtigsten und gefährlichsten Deich- und Außendeicharbeiten hatten aber durch die hohen Wasserstände eine Unterbrechung gerade in der an sich besten Jahreszeit von fast drei Monaten erfahren und damit das gesamte Bauprogramm über den Haufen geworfen.

Kaum war der nun mit äußerster Beschleunigung hergestellte Schoßschacht fertiggestellt, da stellte sich vom 10. Oktober ab schon wieder ein neues, bis auf + 8,0 auflaufendes Hochwasser ein, so daß das gesamte Vorland erneut von allem Baumaterial geräumt, die Grundwasserabsenkungsanlage außer Betrieb gesetzt und Deichsicherungsarbeiten vorgenommen werden mußten. Zum Glück hielt dieses Hochwasser, da es diesmal nicht durch Oberwasser der Elbe, sondern aus einer Sturmflut von der Nordsee her entstanden war, nur kurze Zeit an, so daß bis Ende Oktober auch die Einbauten der Schosse mit ihren Antriebsvorrichtungen, Gegengewichten usw. fertig montiert werden konnten. Durch diese Maßnahme erschien nach menschlichem Ermessen die Deichsicherheit gewährleistet, und die weiteren Arbeiten für die Ausführung des an den Schoßschacht binnendeichs anschließenden Deichsieles konnten in Angriff genommen werden.

Die für diese Arbeit erforderliche Deichabgrabung war bis Mitte November so weit gediehen, daß die auch für diesen Bauteil vorgeschriebene Grundwasserabsenkungsanlage am 23. November in Betrieb genommen wurde. Am 7. Dezember war auch die Spundwandrammung in der Sielbaugrube hergestellt, so daß in der völlig trockengelegten Baugrube die Einbringung des Betons beginnen konnte. Da rutschte in der Nacht auf den 8. Dezember die südliche Ausbohlung des Deiches um etwa 1 m zur Seite, was einen Einbruch erheblicher Bodenmassen in die Baugrube zur Folge hatte. Die Ausbohlung selber und ihre Aussteifungen erwiesen sich dabei als so widerstandsfähig, daß sie trotz der unberechenbaren Beanspruchung infolge dieses Einbruchs in sich völlig standhielten. Wenn auch dieser örtlich beschränkten Ausweichung keine wesentliche Bedeutung beizumessen war, so ließ sie doch erkennen, daß in den tieferen Lagen des Deiches Kräfte am Werke waren, die eine Gleichgewichtsstörung befürchten ließen und zur größten Vorsicht mahnten. Die beschädigte Aufgrabung wurde daher nicht mit lotrechten, sielbauartig versteiften Bohlwänden wieder hergestellt, sondern der Deich wurde nunmehr mit beiderseitigen Böschungen so tief abgegraben, wie dies die nach der Elbseite hin früher hergestellten, entsprechend verlängerten Spundwände zuließen. Auch diese Arbeit war in wenigen Tagen beendet, und am 17. Dezember konnte nun endlich mit der Einbringung der Sohle des Durchlasses begonnen werden. Auch die Eisenbewehrung und Schalung für die weitere Betonschüttung des Durchlasses war am 19. Dezember beendet, so daß nunmehr die langandauernde Krisis als überwunden angesehen werden mußte und alle Gefahren behoben schienen. Da fand am Abend des gleichen Tages ein völlig unerklärlicher und unerwarteter Wassereinbruch von der Elbe her unter den allseitig durch Spundwände gesicherten Schoßschacht hindurch statt und machte in wenigen Augenblicken alle bis dahin fertiggestellten Arbeiten am Schoßschacht und Deichsiel zunichte. Der Schacht war in hohem Maße unterspült worden, denn im Laufe der Nacht senkte er sich um fast 1 m und stellte sich dabei schief landeinwärts, so daß zwischen der vorher dichtschließenden Einfassung des Zuflußgrabens und der Schoßwand eine Lücke von etwa 0,70 m Breite entstand.

Zwar konnte das eingedrungene Wasser dem Hinterlande keinen Schaden zufügen, da es über den auf + 7,60 eingedeichten Binnengraben zwischen dem Durchlaß und dem fertigen Pumpwerk, dessen Schosse geschlossen waren, nicht hinausgehen konnte. Wohl aber bestand erhebliche Deichgefahr für den Fall höherer Sturmfluten in der Elbe, mit denen in dieser Jahreszeit natürlich täglich gerechnet werden mußte.

Wie der Wassereinbruch möglich geworden ist, dafür hat sich auch im weiteren Verlauf der Dinge keine ausreichende Erklärung gefunden. Die den Schacht einfassenden Spundwände waren völlig dicht und ordnungsmäßig verzimmert. Auch der auf den Schacht wirkende Überdruck des Elbewassers war keineswegs übermäßig stark, da der Höhenunterschied außen und innen nur etwa 4 m betrug. Die doppelten Schosse im Schacht waren geschlossen und sorgfältig abgedichtet. Der in Eisenbeton ausgeführte Schacht selber, der, wie bereits erwähnt, die bedeutende Tiefe von fast 10 m hatte, ist in seinem inneren Zusammenhang trotz der Senkung und Ausweichung völlig unbeschädigt geblieben, so daß irgend ein Fehler in der Bauausführung nicht vorlag. Der Unfall kann also nur auf eine Störung des Gleichgewichts in tiefer liegenden Triebsandschichten zurückgeführt werden, durch die ein erheblicher hydrostatischer Überdruck in der Baugrubensohle entstanden ist. Dieser Druck kann bekanntlich mehr als doppelt so groß werden als der Grundwasserdruck, da Triebsand wie eine zähe Flüssigkeit von hohem spezifischen Gewicht wirkt. Solche Verhältnisse sind bei dem heutigen Stande der Ingenieurwissenschaft

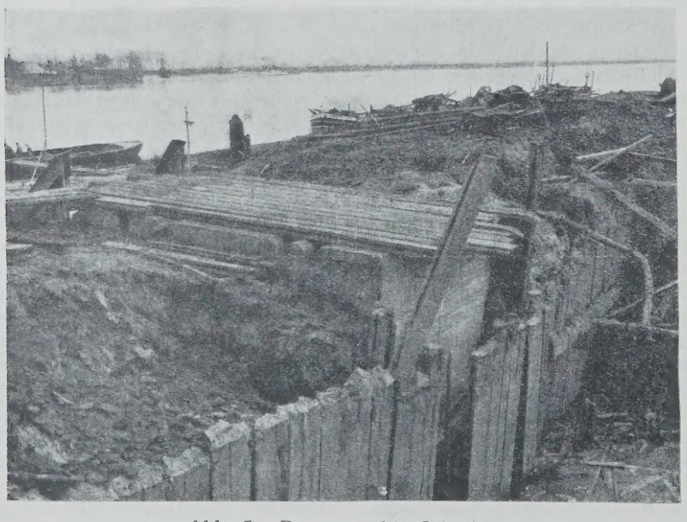


Abb. 5. Der versackte Schacht.

Abb. 6. Der versackte Schacht.

nicht vorauszusehen, um so weniger, als man den Verlauf der Triebsandschichten nicht kennt. Daß die Ursache des Unfalls in solchen Umständen zu suchen ist, ergibt sich auch daraus, daß erhebliche Mengen feinsten Triebsandes in die Durchlaßbaugrube mitgerissen worden sind und daß durch Peilungen außendeichs eine 2 m tiefe Auskolkung unter der Schachtsohle festgestellt werden konnte.

An ein Wiederaufnehmen der Arbeit war in dieser Jahreszeit nun nicht mehr zu denken. Vielmehr konnte es sich nur darum handeln, die durch das eingetretene Ereignis stark gefährdete Deichsicherheit zum Schutze des Binnenlandes wieder herzustellen.

Die durch die geschilderten Ereignisse entstandene Situation ist aus Abb. 4 zu erkennen. Abb. 5 u. 6 sind photographische Aufnahmen, aus denen die Maße der Schachtausweichung nach unten und landeinwärts zu ersehen sind.

B. Die vorübergehenden Maßnahmen zur Wiederherstellung der Deichsicherung.

Die sofortige Einleitung von Sicherungsmaßnahmen, unabhängig von dem Fortschreiten des eigentlichen Bauwerks, war um so mehr geboten, als in jenen Tagen stürmische Westwinde und sehr ausgiebige Regenfälle herrschten, die ein erhebliches Ansteigen der Elbe befürchten ließen. Der behelfsmäßige Fangedamm im Vorland, der bei Eintritt von Frost die Abführung von Treibeis erschwert haben würde, war bereits fortgeräumt. Es wurde daher in der Unglücksnacht sofort mit zahlreicher Mannschaft

Abb. 7. Die ersten Sicherungsmaßnahmen.

daran gegangen, die Baustelle im Vorlande durch einen behelfsmäßigen Damm, der aus vielen tausenden von Sandsäcken gebildet wurde, zu schützen (Abb. 7). Säcke werden für den Fall von Deichgefahr überall bei den Deichgeschworenen, sowie auf staatlichen nahe gelegenen Lagerplätzen und Magazinen zur jederzeitigen sofortigen Verwendung in großen Mengen bereitgehalten. Ferner wurde der Zuflußgraben der Elbe über Vorlandhöhe mit Kleiboden ausgefüllt und auch binnendeichs hinter dem Schacht die Baugrube des Durchlasses mit Sandsäcken ausgefüllt. Das alles waren nur erste Notmaßnahmen, die dann in den nächsten Wochen durch die Rammung doppelter eiserner, mit hölzernen Pfahlböcken versteifter Spundwände im gegenseitigen Abstande von 3 bis 4 m mit Zwischenfüllung aus Kleiboden ergänzt wurden. Die eine dieser Spundwände lag mit ihrer Oberkante fast in Kronenhöhe des Deiches und wurde beiderseits an den Elbdeich herangeführt. Die Anordnung ist aus Abb. 4 zu erkennen. Diese Arbeiten waren in den ersten Januartagen 1927 beendet.

Es entstand nun die Frage, in welcher Weise die Erneuerung des durch Naturgewalt zerstörten Werkes am zweckmäßigsten durchgeführt werden könne. Hierfür kamen drei Möglichkeiten in Frage:

1. den verdrückten, aber sonst völlig unbeschädigten Schacht wieder in seine richtige Lage zu rücken; daß dies nicht ganz einfach gewesen wäre, ergibt sich schon daraus, daß der Schacht ohne die Einbauten das beachtliche Gewicht von rd. 215 t aufwies;
2. den Schacht ganz abzubrechen und durch einen Neubau in gleicher Art zu ersetzen und
3. die Wasserzuführung von der Elbe zum Pumpwerk VII in anderer Weise zu lösen.

C. Der Ersatz des Schachtes durch ein Hebersiel.

Schon bei der ersten Planung war der Bau eines Hebersieles ernstlich in Erwägung gezogen worden. Der Gedanke wurde aber aufgegeben, weil mit derartigen Hebern an manchen Stellen keine guten Erfahrungen gesammelt waren. Er wurde daher wieder verlassen, und zwar zur Hauptsache aus dem Grunde, weil ein Durchlaß, dessen Sohle mit der Sohle der anschließenden Gräben in gleicher Höhe liegt, immerhin die einfachste und sicherste Wasser-Zu- und Abführung gewährleistet.

An der Elbe, der Unterweser, der Oste und anderen Wasserläufen wurden nunmehr die dort in den letzten Jahren gebauten Hebersiele an Ort und Stelle studiert, um vor allem festzustellen, worauf ein zeitweiliges oder etwaiges gänzliche Versagen solcher Siele zurückzuführen sei. Dabei ergab sich, wie zu erwarten war, daß das einfache Prinzip des Hebers als solches auch in der Praxis nirgends versagt hatte und daß, wo Mißerfolge zu verzeichnen waren, diese auf Mängel in der baulichen Anordnung zurückgeführt werden konnten. So hatte man insbesondere bei einigen in der Kriegszeit hergestellten Hebersielen an Stelle der Schweißnähte, für deren Herstellung die erforderlichen Werkstoffe in jener Zeit nicht zu beschaffen waren, Flanschverbindungen verwendet, die dann zu Leckstellen Anlaß gegeben hatten und die Schaffung des für den Betrieb erforderlichen Vakuums erschwerten. An anderen Stellen waren die Ausmündungsbauwerke nicht sicher genug gegründet worden, so daß sie schließlich infolge eingetretener Sackungen dem Heber nicht nur kein sicheres Auflager mehr boten, sondern sich im Gegenteil an ihm aufhingen und dadurch Undichtigkeiten verursachten. Solche und ähnliche Mängel, insbesondere die durch den Krieg bedingten Erschwernisse, lassen sich heute natürlich unschwer vermeiden, so daß die Wahl für die Wiederherstellung des zerstörten Schachtes mit Durchlaß auf das Hebersiel fiel. Von großer Bedeutung war für diese Entscheidung auch der Umstand, daß es möglichst vermieden werden mußte, den durch die Unterspülung in seinem Gleichgewichtszustande gestörten Elbdeich, der sich in den Monaten bis zur Wiederaufnahme der Arbeiten hinlänglich gesetzt hatte, erneut aufzuwühlen. Daß der volle Gleichgewichtszustand wieder eingetreten war, konnte an dem Verhalten des versackten Schachtes einwandfrei festgestellt werden, der fast täglich nivelliert und an Festpunkten eingemessen wurde und sich nicht im geringsten mehr gerührt hatte. Auch später, als er, wie weiter unten beschrieben, zur Auflagerung des Hebers mit verwendet und zu diesem Zweck mit Magerbeton ausgefüllt wurde, zeigten sich keinerlei Höhen- und Ortsveränderungen.

Die einzige Firma, die hier für den Bau des Hebersieles in Betracht kam, war das Ottensener Eisenwerk in Altona-Ottensen, das auch bisher alle derartigen Anlagen in hiesiger Gegend gebaut hatte und demnach über ein ausgiebiges Maß von Erfahrungen verfügte. Dieses Werk hatte den Bau von Hebern, Hydropulsoren u. dergl., für den es früher eine eigene Abteilung besaß, nach dem Kriege noch nicht wieder aufgenommen, widmete sich aber der ihm gestellten Aufgabe mit anerkennenswertem Eifer.

Die zu lösende Aufgabe bestand darin, durch den eisernen Heber bei ungünstigstem Elbwasserstand, wofür nach den langjährigen Pegelbeobachtungen die Ordinate + 4,0 über HN anzunehmen war, noch so viel Wasser über den Deich zu hebern, daß das von den drei Pumpen des Pumpwerks zu bewältigende Bewässerungswasser von je 500 l Sek. mit Sicherheit dauernd an das Pumpwerk herangebracht werden kann.

Der lichte Durchmesser des Hebers wurde auf Grund der unter Berücksichtigung der örtlichen Verhältnisse aufgestellten Berechnung zu 1250 mm ermittelt, wofür sich die treibende Fallhöhe zu 94 mm ergab, d. h. wenn zwischen Außen- und Innenwasserspiegel eine Höhendifferenz von rd. 100 mm vorhanden ist, hat der Heber die verlangte Leistungsfähigkeit von 1,5 m^3/Sek. Dem Werk war aufgegeben worden, mit einem Außenwasserstand von + 4,0 und einem Binnenwasserstand von + 3,80, d. h. mit einer treibenden Fallhöhe von max 200 mm zu rechnen. Es wurde also der Nachweis erbracht, daß der Heber in der geplanten Form eine ausreichende Sicherheit gewährleistet.

Die Anordnung des Hebers ist aus Abb. 8 zu ersehen. Die Oberkante liegt bündig mit der alten Deichhöhe, d. h. auf + 11,50 über HN. Dies hatte zur Voraussetzung, daß die Deichkrone über dem Heber zur Aufnahme des Pflasters — die Deichkronen dienen fast überall in den Hamburger Marschniederungen zur Aufnahme des gesamten Straßenverkehrs — um 0,5 m mit beiderseitigen Rampen im Längsgefälle von 1 : 40 erhöht werden mußte. Zur Druckübertragung zwischen dem Pflaster und der Oberkante des Hebers ist eine Eisenbetonplatte eingebaut. Der voll in den Deich eingebaute Heberquerschnitt liegt also unterhalb der gesetzlichen Deichhöhe. Das wurde von den für die Deichsicherheit verantwortlichen Dienststellen nur unter der Bedingung zugelassen, daß der Heber vor Eintritt des Winters, also zu einer Zeit, wenn er für seine Zwecke ohnehin nicht gebraucht wird, ausreichend sicher abgedichtet werden würde. Hierfür war zunächst eine Drosselklappe im Innern des wagerechten Scheitelstückes vorgesehen; da aber festgestellt wurde, daß mit solchen Klappen an anderen Stellen wenig erfreuliche Erfahrungen gemacht worden sind, da Fälle eintreten können und in der Tat eingetreten sind, daß sie sich schlagartig schließen und dabei erheblich beschädigt werden können, so wurde vorgezogen, das trichterförmig erweiterte Ausmündungsrohr an der Binnenseite mit zwei an kräftigen Scharnieren aufgehängten Klappen zu versehen, die im Herbst nach Leerpumpen des Binnengrabens zwischen Deich und Pumpwerk in einfacher Weise geschlossen und im Frühjahr nach Eintreten normaler Wasserverhältnisse in der Elbe wieder geöffnet werden können. Auch die beiden nach der Neigung der Deichböschungen abgebogenen Heberschenkel sind völlig in

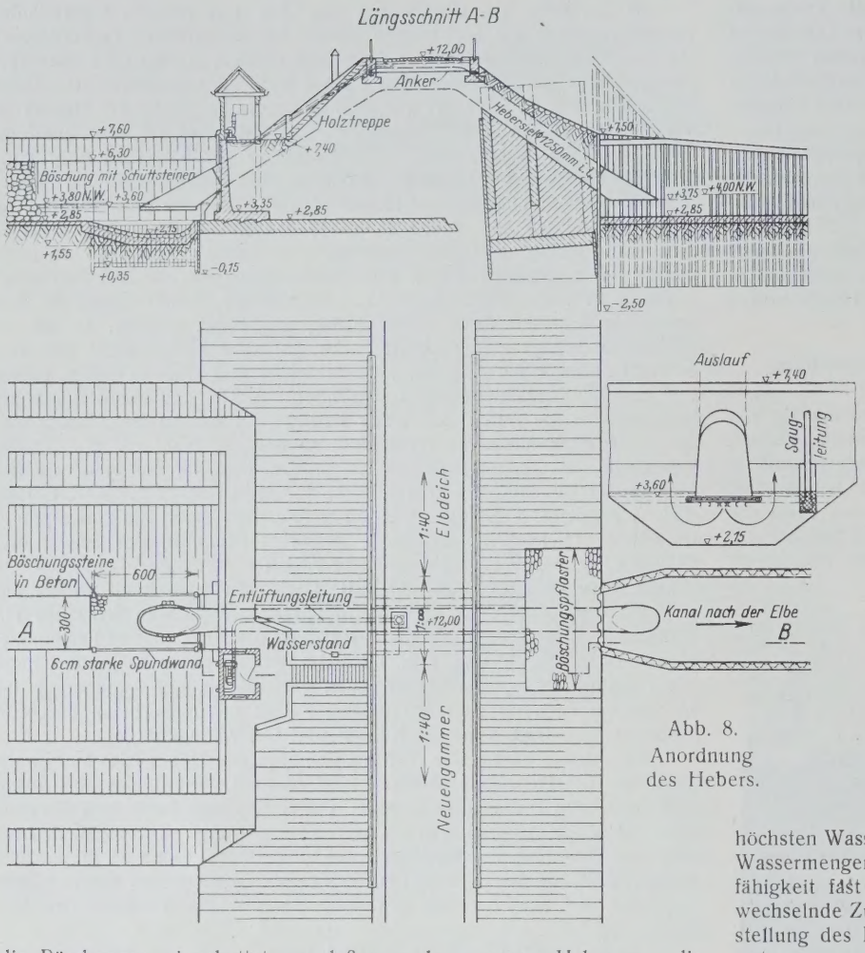


Abb. 8. Anordnung des Hebers.

die Böschungen eingebettet, so daß von dem ganzen Heber nur die den im Scheitel angeordneten Dom abdeckende Einsteigeklappe zutage liegt.

Die hauptsächlichste Vorbedingung für die dauernd einwandfreie Wirkung des Hebers liegt in einer in der Höhe völlig unveränderlichen Auflagerung. Sie ist dadurch erzielt worden, daß der Außenschenkel auf dem bis Unterkante Heber abgebrochenen und mit Magerbeton ausgefüllten Eisenbetonschacht verlegt wurde; außerdem ist die Ausmündung nach dem Vorlandgraben noch mit einer 10 m tiefen, bis — 2,50 unter HN reichenden Larssen-Spundwand abgerammt, in die genau an der Durchdringungsstelle des Hebers ein seiner Form scharf angepaßtes Loch zur weiteren Auflagerung des Außendeichschenkels eingebrannt wurde. Binnendeichs ist unter teilweiser Mitbenutzung der vor dem Wassereinbruch bereits hergestellten Durchlaßsohle eine solide Winkelstützmauer in Eisenbeton errichtet, in die der Binnenheberschenkel eingebettet wurde. In der Fabrik wurde der Heber in drei Teilen fertiggestellt: das Scheitelstück mit den beiden abgebogenen Ansätzen und die beiden Schenkel mit den trichterförmigen Ausmündungen, so daß an der Baustelle nur zwei Schweißnähte zu schließen waren.

Die Entlüftung zur Inbetriebsetzung des Hebers geschieht durch eine elektrisch angetriebene Strahlwasserpumpe, die mit dem Motor auf einer Grundplatte montiert in einem kleinen massiven Häuschen an der Binnenböschung des Deiches eingebaut ist. In ähnlicher Weise ist ein Wasserstandsanzeiger angebracht (Abb. 8 u. 9). Die Entlüftung des Hebers bis zum Einsetzen des Vollbetriebes erfordert eine Zeit von etwa 30 Minuten.

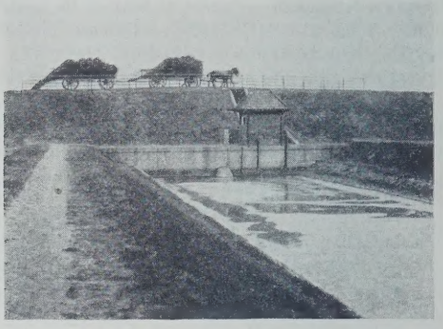


Abb. 9 zeigt, vom Pumpwerk aus gesehen, die Anrampung des Elbdeiches über dem Heber, den eingedeichten Verbindungsgraben zwischen Pumpwerk und Heber, Bedienungshäuschen und Heberausmündung.

Da die Pumpen des Pumpwerks nur eine Höchstleistung von 1500 l/Sek. haben, der Heber aber in der Regel, bei günstigeren Wasserständen in der Elbe als dem der Berechnung zugrunde gelegten, erheblich mehr zu leisten vermag, anderseits die Pumpen auch nur beim höchsten Wasserbedarf voll laufen, in der Regel jedoch erheblich geringere Wassermengen zu bewältigen haben, so wird der Heber in seiner Leistungsfähigkeit fast immer mehr oder weniger stark gedrosselt. Dieses stets wechselnde Zusammenspiel der gesamten Anlage hat sich nach der Fertigstellung des Hebers im letzten Sommer einwandfrei bewährt, so daß die unter so mancherlei Erschwernissen entstandene Bewässerungseinrichtung nunmehr als betriebssicher und leistungsfähig anzusehen ist.

D. Kosten und Rechtsverhältnisse.

Die dem Hamburger Staat aus dem Unfall entstandenen Unkosten setzen sich zusammen aus den behelfsmäßigen Deichsicherungsarbeiten und dem Neubau des Hebers an Stelle des Durchlasses. Sie haben sich insgesamt auf etwa 150 000 R.-M. belaufen. Hierin ist die fabrikmäßige Herstellung des Hebers mit allem Zubehör, jedoch ohne die Transport- und Einbaukosten, die im Tagelohn beschafft wurden, mit 14 500 R.-M. enthalten. Wenngleich in den Ausschreibungsbedingungen vorgesehen war, daß die ausführende Baufirma für alle bei oder infolge der Vertragserfüllung entstandenen Schäden und Unglücksfälle aufzukommen hatte, so ist doch mit Rücksicht auf die offen zutage liegende „höhere Gewalt“ von der scharfen Anwendung dieser Vertragsbestimmung aus Billigkeitsgründen abgesehen und der Übernehmer, dem irgend ein Verschulden an dem Unfall nicht beigemessen werden konnte, zur Wahrung des formalen Vertragsstandpunktes nur mit einer geringen Summe, die kaum 3 % des Schadens ausmacht, belastet, während alle übrigen Kosten vom Staat übernommen wurden.

Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ministerialdirektor **Gährs**, Berlin.

(Schluß aus Heft 4.)

Im Bau sind seit dem Jahre 1927 die Staustufen Heidelberg, Horkheim oberhalb Heilbronn, Münster und Cannstatt bei Stuttgart sowie Obereßlingen zwischen Eßlingen und Plochingen. Bei den Staustufen oberhalb Heilbronn wird die Herstellung der Schiffahrtanlagen so lange zurückgestellt, bis die 1200-t-Kähne nach Heilbronn fahren können. Bei der Staustufe Heidelberg, deren Wehr- und Schleusenanlage 600 m oberhalb der alten Karl-Theodor-Brücke und damit unmittelbar in den Bereich des Heidelberger Schlosses zu liegen kommt, ist das Wehrgefälle so gering als möglich angenommen worden, um den außerordentlich starken Einwendungen der Vertreter der ästhetischen Rücksichten gegen die Verbauung des Flusses, die sich schließlich gegen die Fortsetzung der Neckarkanalisierung über Heidelberg hinaus auswuchsen, gerecht zu werden. Bei dem geringen Gefälle von nur 2,6 m war auch der Entschluß leicht, bei der Staustufe Heidelberg auf die sonst streng durchgeführte Ausnutzung der Wasserkraft zu verzichten und nur ein nicht in die Erscheinung tretendes Nebenkraftwerk mit rd. 350 PS ständiger Leistung, die sowohl der Ablösung einer bestehenden Wasserkraft dient, als auch den Betriebstrom für die Wehr- und Schleusenanlagen liefert, auszuführen. Diese geringe Verwertung der Wasserkraft hat auch zur Folge, daß die eisernen Wehrverschlüsse — drei um 0,6 m absenkbare Walzen von je 40 m Länge und 4,10 m Höhe — ständig von Wasser überströmt und daher nicht sichtbar sind, worauf die Gegner der Anlage großen Wert gelegt haben. (Abb. 22 zeigt das Modell der Staustufe Heidelberg.)

Bei den Staustufen Horkheim und Obereßlingen handelt es sich um die Fortsetzung der während der Inflation stillgelegten Arbeiten und um die Ausführung dieser Stufen zunächst als Wasserkraftwerke, nachdem der Absatz der elektrischen Energie gesichert war.

Die beiden Staustufen Münster und Cannstatt werden zunächst zum Zweck der Hochwasserfreilegung von über 450 ha wertvollen und teilweise stark besiedelten Geländes mit Beiträgen des württembergischen Staates und der Gemeinden Stuttgart und Münster, die zusammen etwa $^2/_3$ der Baukosten (13,4 Mill. R.-M.) aufbringen, nach den Gesamtplänen für

die Neckarkanalisierung ausgeführt werden. Die Arbeiten umfassen die Verbreiterung, Verflachung und Eindämmung des Flußlaufs auf rd. 7 km Länge als Verlängerung der bereits ausgeführten 6,1 km langen Flußregulierung Obertürkheim—Untertürkheim, die Erstellung von Wehr und Kraftwerk der Staustufe Cannstatt mit 5,6 m Gefälle, die Ausführung mehrerer Straßenbrücken und sonstiger Kunstbauten.

Jede Staustufe besteht aus Wehr, Schleuse und Kraftwerk. Die Ausführung von Seitenkanälen zwischen Wehr und Schleuse bezw. Kraftwerk ist dort vorgesehen, wo durch sie die Zahl der Staustufen verringert und die Leistung der Wasserkräfte gesteigert werden kann, oder wo aus örtlichen Verhältnissen oder Gründen des Hochwasserschutzes u. dergl. die Erstellung eines Seitenkanals dem Einbau weiterer Stauanlagen im Flußbett vorzuziehen ist (Abb. 20 u. 21).

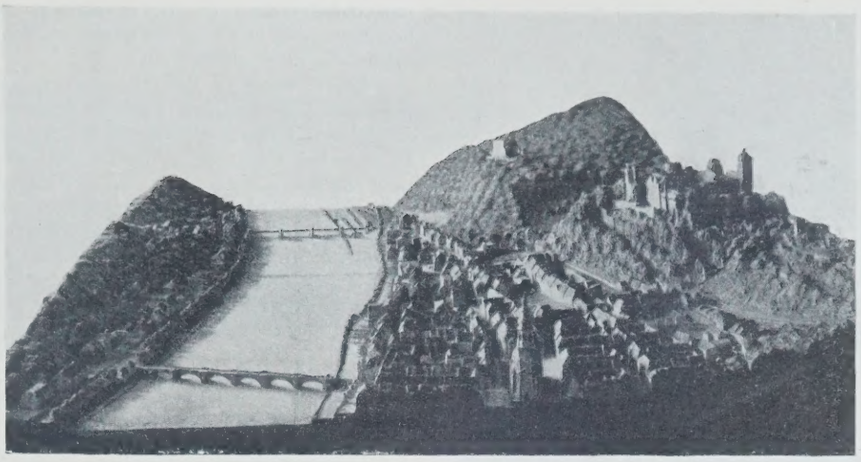


Abb. 22. Staustufe Heidelberg, Modell der Anlage.

Wehre: An einigen Staustufen oberhalb Heilbronn sind am Neckar einige bewegliche Wehre bereits vorhanden, die auch für die Schiffahrtstraße belassen werden können. Alle neuen Wehre erhalten ebenfalls solche beweglichen Verschlußkonstruktionen, die im Interesse der Schiffahrt und der Wasserkraftnutzung möglichst lange im Fluß belassen, rasch über Hochwasser gezogen und schnell wieder eingesetzt werden können. Verwendet wurden am Neckar bisher Walzen-, Schützen- und Segmentverschlüsse und dabei Walzen mit Längen bis zu 45 m und Höhen bis zu 5,6 m, Schützen, der Höhe nach ein- und zweiteilig, mit Längen bis zu 25 m und 5,6 m Höhe, ein Segment mit 36 m Länge und 5,5 m Höhe einschließlich einer 1,5 m hohen Aufsatzklappe an torsionssteifer Welle. Der Hochwasserabschluß im Seitenkanal der Staustufe Ladenburg besteht aus einem der Höhe nach zweiteiligen Schütz von 40 m Lichtweite und 8,1 m Höhe. (Abb. 23 u. 24 zeigen die Wehranlagen bei Ladenburg und Wieblingen.)

Ein großer Aufwand an Arbeit wurde auf die Bauentwürfe der Wehranlage der Staustufe Heidelberg verwendet. Ein hierfür ausgeschriebener Ideenwettbwerb [16]) hatte zwar schöne, ästhetisch befriedigende Vorschläge geliefert, die aber vom Standpunkte der nicht minder wichtigen Bedingungen der Betriebssicherheit aus für den Bau nicht gewählt werden konnten. So kam schließlich einer der ersten Entwürfe der Bauverwaltung, ein Walzenwehr mit drei Öffnungen von je 40 m l. W. und 4,1 m Höhe, wobei die einzelnen Walzen um je 0,6 m absenkbar sind, zur Ausführung. Der für dieses Wehr unentbehrliche Bedienungssteg wird als möglichst niedriger Vollwandblechträger, der auf die Pfeilervorköpfe des Wehrs gelagert wird, ausgeführt (Abb. 22).

Schleusen: Die Schleusen werden als Kammerschleusen von 110 m Nutzlänge, 12 m Breite und 3,20 m Drempeltiefe ausgeführt. An jeder Staustufe wird in der Regel zunächst nur eine Schleuse erstellt; nur wo die örtlichen Verhältnisse dazu zwingen, wird die erst für einen Schiffsverkehr von über 4 Mill. t jährlich notwendige zweite Schleuse schon beim Bau der ersten Anlage ausgeführt. Die eisernen Schleusentore der Staustufen Wieblingen und Neckarsulm sind am Oberhaupt Stemm-, am Unterhaupt Schlagtore. Zur Füllung der Schleusenkammern sind hier in den Häuptern sogen. Kopfumläufe vorhanden, die in den Oberhäuptern mit Zylinderschützen, in den Unterhäuptern mit Rollkeilschützen verschlossen werden. An der Staustufe Ladenburg mit 10 m Gefälle ist wegen des schlechten Untergrundes von vornherein eine Doppelschleuse mit zwei nebeneinanderliegenden Kammern gebaut worden. Bei dieser Schleusenanlage sind in den Ober- und Unterhäuptern Hubtore verwendet worden, die gegenüber den Stemmtoren den Vorteil haben, daß sie jederzeit vollständig aus dem Wasser herausgenommen und nachgesehen werden können. Diese Hubtore dienen auch zur Füllung und Entleerung der Schleusenkammern, wodurch die Umläufe und ihre unzugänglichen Verschlüsse entbehrlich werden und Ersparnisse am Mauerwerk der Anlage

[16]) „Die Bautechnik" 1926, Heft 14.

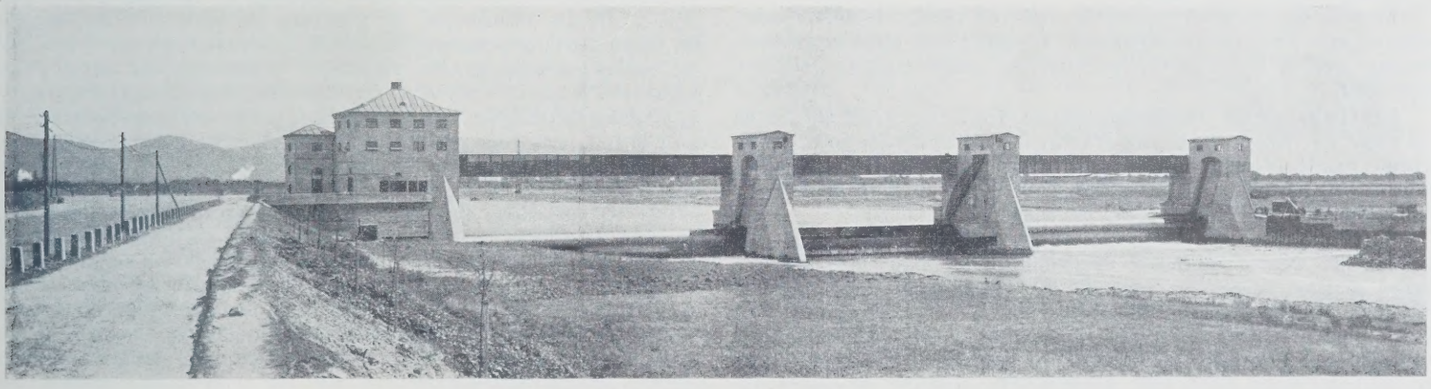


Abb. 23. Staustufe Ladenburg, Wehranlage.

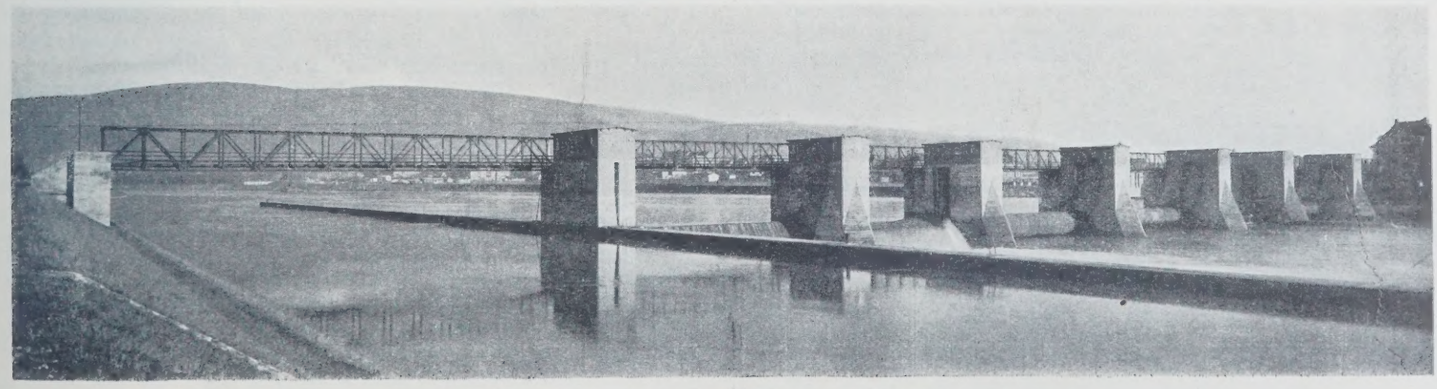


Abb. 24. Staustufe Wieblingen, Wehranlage mit Seitenkanal.

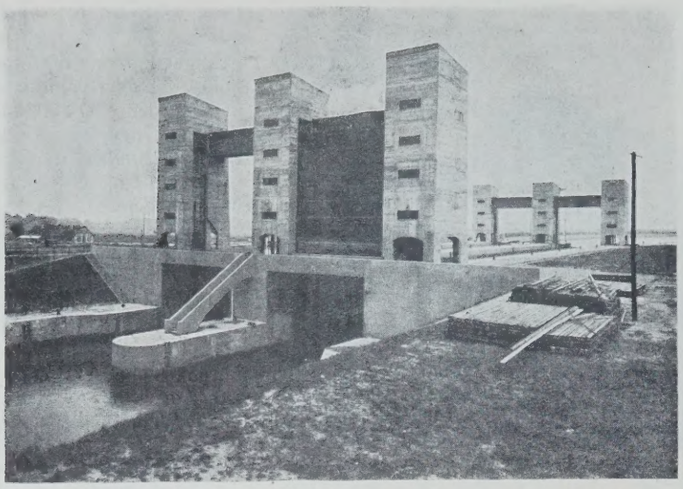


Abb. 25. Staustufe Ladenburg, Schleusenanlage vom Unterwasser aus.

möglich sind. Anderseits sind zum Antrieb der Hubtore ziemlich hohe Aufzugtürme mit Verbindungsbrücken für die Lagerung der Bewegungsvorrichtungen der einzelnen Tore notwendig. Hinter den Ober- und Unterhäuptern sind zum Zweck der Vernichtung der Energie des Betriebswassers besondere Tos- oder Bremskammern eingebaut, die sich bis jetzt gut bewährt haben. Die Tore in den Oberhäuptern haben zum Zweck der Eisabführung aus dem Oberkanal je einen 1,2 m hohen Aufsatz an torsionssteifer Welle erhalten. Die Füllung der Schleusenkammer geschieht durch Hochziehen des oberen Tores um zunächst 0,5 m in 6 bis 8 Minuten; zur Entleerung der Kammern in ebenfalls 6 bis 8 Minuten sind in jedem Untertor drei Segmentschützen eingebaut worden. Nach dem Wasserstandsausgleich wird das Tor in höchstens 2 Minuten gehoben. In der Mittelmauer der Doppelschleusen ist zwischen den Toskammern an den beiden Oberhäuptern ein Verbindungsschütz zur Verwertung eines Teils des Betriebswassers der einen Schleusenkammer bei der Füllung der anderen vorhanden. Die Bewegungsvorrichtungen der ganzen Schleusenanlage von Ladenburg werden von einem einzigen Raum im Mittelturm auf dem Unterhaupt aus bedient. Die Schleusenanlage liegt unmittelbar oberhalb der zweigleisigen Eisenbahnlinie Mannheim—Frankfurt, in deren seitherigem Damm zwei eiserne einspurige Brücken von 68 m l. W. eingebaut werden mußten. (Abb. 25 gibt ein Bild von der Schleusenanlage Ladenburg während des Baues.)

Auch an der Staustufe Heidelberg wird von vornherein eine Doppelschleuse mit Stemmtoren ausgeführt, Umläufe sind nicht vorgesehen, dagegen werden hinter den Toren einfache Energievernichtungsanlagen angeordnet.

Kraftwerke: Die Turbinenanlagen werden in der Regel auf das an 180 Tagen im Neckar vorhandene Wasser, im oberen Neckar noch weitergehend ausgebaut und mit den neuartigsten Maschinen ausgestattet. Neben den Kraftwerken in Seitenkanälen ist noch ein Leerschuß zur Ableitung von Überschußwasser, Eis usw. angeordnet.

Seitenkanäle: Die Seitenkanäle liegen teils im Einschnitt, teils im Auftrag und werden durchweg zweischiffig ausgeführt. An mehreren Stellen sind die Kanäle zur Schaffung von Hafenanlagen für Städte und industrielle Unternehmungen auf deren Kosten verbreitert worden. Die Kanäle sind gegen Wasserverluste in der Sohle durch einen mindestens 0,4 m dicken Lehmschlag und darüber eine 0,8 m starke Kiesschutzschicht, an den Böschungen durch eine mindestens 0,2 m starke Betondecke auf kräftigem Betonfuß und einen 2 m breiten Pflasterstreifen in Wasserspiegelhöhe gesichert. Die Seitenkanäle sind dort, wo sie der Schiffahrt und der Zuleitung des Betriebswassers zu den Kraftwerken dienen, so bemessen, daß in ihnen die größte mittlere Wassergeschwindigkeit 0,6 bis 0,7 m/Sek. nicht überschreitet.

Die Gründung der Bauwerke geschieht teils in tiefem Schotter, teils auf festem Fels. Für die Bauten der Staustufen Ladenburg und Wieblingen war bei der Gründung fast durchweg Absenkung des Grundwassers um 7 bis 8 m mittels mehrstaffliger Brunnenanlagen für meist sehr starken Wasserandrang (in den Schleusen je über 100 Brunnen für 1800 l/Sek.) notwendig. Die einzelnen Bauten sind durchweg in Betonmauerwerk, die sichtbaren Flächen mit Vorsatzbeton, in den Schleusenkammern mit bewehrtem Torkret ausgeführt. Nur an der Staustufe Heidelberg werden die Sichtflächen der Wehr- und Schleusenanlagen, des Wärterhauses, der Ufermauern usw. aus ästhetischen Rücksichten mit dem heimischen Buntsandstein verkleidet.

Um im Bereich der alten Karl-Theodor-Brücke die für die Schiffahrt notwendige Mindestfahrwassertiefe von 2,50 m zu erlangen, war außer der Tieferlegung der Flußsohle bei und unter der Brücke vor allem auch die Umschließung und Sicherung von drei nicht einwandfrei gegründeten Pfeilern der Brücke durch starke Eisenbetonmäntel notwendig, zwischen die zum Schutz vor weiteren Auskolkungen auf die ganze Brückenbreite in der Flußsohle 0,80 m starke Betondecken eingebracht worden sind.

Nach der Fertigstellung der Staustufe Heidelberg werden von der rd. 114 km langen Neckarstrecke Mannheim—Heilbronn rd. 38,5 km oder stark ein Drittel für den Verkehr von 1200-t-Schiffen ausgebaut sein; die Ausführung der weiteren acht Staustufen zwischen Heidelberg und Heilbronn soll nach dem vorliegenden Bau- und Finanzprogramm bis zum Jahre 1935 folgen. Durch die ausgeführten und die im Bau begriffenen Bauten am Neckar in der 87 km langen Strecke Heilbronn—Plochingen werden bereits weitere 22 km für die Einführung der Großschiffahrt auf dieser Strecke vorbereitet sein.

Zur Ausführung der Neckarkanalisierung ist die Neckar-Aktiengesellschaft in Stuttgart gegründet worden, deren Aktien in der Hauptsache von dem Deutschen Reich und den drei Neckaruferstaaten Württemberg, Baden und Hessen übernommen worden sind; mit der Entwurfsbearbeitung und Bauausführung ist die Neckarbaudirektion Stuttgart, eine dem Reichsverkehrsministerium unmittelbar unterstellte Behörde, betraut.

9. Die Rhein-Main-Donau-Verbindung.

Für den Ausbau einer Rhein - Main - Donau - Wasserstraße für 1500-t-Schiffe wurde im Jahre 1921 die Rhein-Main-Donau-A.-G. in München gegründet, deren Hauptaktionäre das Deutsche Reich und das Land Bayern sind. Der Wert dieser Wasserstraße liegt nicht so sehr in der unmittelbaren Verbindung der Nordsee mit dem Schwarzen Meer als in dem Anschluß des großen, in aufstrebender Entwicklung befindlichen nordbayerischen Industriegebiets um Nürnberg, an den Rhein und an die Donau. Da die Finanzierung der gesamten durchgehenden Wasserstraße auf unüberwindliche Schwierigkeiten stieß, wurde mit Bayern im Jahre 1925 ein vorläufiges Bauprogramm vereinbart, wonach zunächst die Kachletstufe bei Passau zu vollenden, die Donau-Niedrigwasserregulierung bis Regensburg fortzuführen ist und am Main die Strecke von Aschaffenburg bis Würzburg kanalisiert werden soll, wobei hier als weiteres Ziel die Erreichung von Nürnberg ins Auge gefaßt werden muß. Für obige Arbeiten wurde der Zeitraum von 1925 bis 1935 in Aussicht genommen.

Im Rahmen dieses Programms haben die Bauarbeiten im Jahre 1927 wesentlich gefördert werden können. Am Main wurde im Frühjahr mit den untersten Staustufen Obernau und Kleinwallstadt und im Herbst mit der dritten bei Klingenberg begonnen. Schon im Jahre 1924 wurde die Staustufe bei Viereth am Main vollendet, die hier kurz beschrieben werden soll, da für ihre Ausmaße die Bedürfnisse der künftigen Großschiffahrtstraße maßgeblich waren und sie insofern den übrigen Staustufen im Main gleicht (Abb. 26).

Die Staustufe Viereth[17]) liegt stromabwärts von Bamberg und hat die Aufgabe, den Wasserspiegel für den Bamberger Hafen auf bestimmter Höhe zu halten und der Schiffahrt den Aufstieg in die Regnitz zu ermöglichen. Diese Aufgabe besorgte früher das Bischberger Wehr, das aber baufällig war.

Die Staustufe schneidet eine starke Flußkrümmung ab, der alte Flußschlauch ist gegen das Oberwasser mit sehr kräftigem Damm abgeschlossen. Das Gefälle beträgt 6 m bei niedrigstem schiffbaren Wasserstande.

Das Wehr ist ein Walzenwehr mit zwei Öffnungen von je 30 m l. W. Von den beiden Öffnungen ist die eine als Schiffsdurchlaß ausgebildet, um bei abgelassenem Stau die Kleinschiffahrt durch das Wehr leiten zu können. Die Verschlüsse sind so angeordnet, daß auch bei höchstem schiffbaren Wasserstande noch eine freie Höhe von 5,4 m verbleibt. Die beiden Walzen sind zum Versenken eingerichtet, so daß eine Überströmung bis zu 80 cm möglich ist.

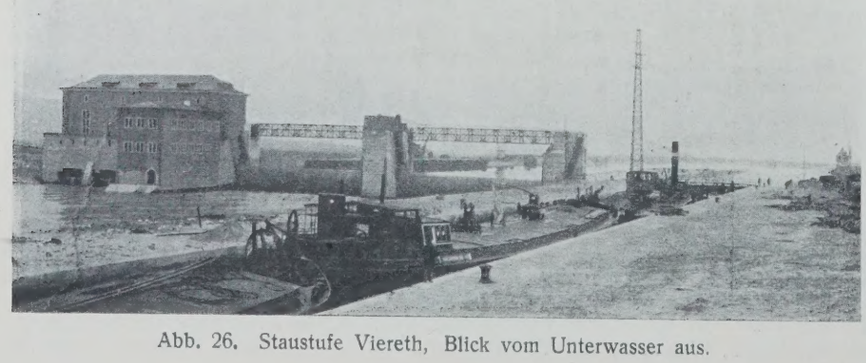


Abb. 26. Staustufe Viereth, Blick vom Unterwasser aus.

[17]) „Die Bautechnik" 1926, Heft 32 u. 33; 1927, Heft 2.

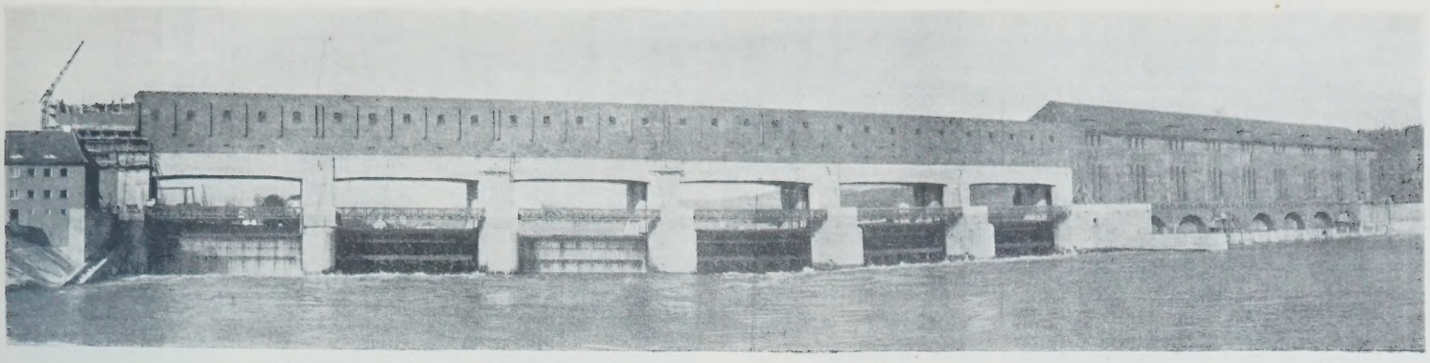


Abb. 27. Staustufe Kachlet bei Passau. Blick vom Unterwasser aus.

Die Kammerschleuse, die, in der Flußrichtung gesehen, links vom Wehre angeordnet ist, hat 300 m Nutzlänge und 12 m l. W. Der Oberkanal hat 300 m Länge, der Unterkanal 200 m Länge mit Verbreiterung auf das Zweieinhalbfache der Schiffbreite. Die Wände der Kammer bestehen aus Eisenbeton mit Sandsteinverkleidung.

Der Untergrund ist mittelharter Sandstein der Buntsandsteinformation, die Kammersohle ist unbefestigt.

Als Verschlüsse sind Stemmtore gewählt, die Umläufe führen kurz um die Tore herum, dabei ist als Verschluß am Unterhaupt das Rollkeilschütz, am Oberhaupt das Zylinderschütz gewählt. Der Antrieb der Umlaufverschlüsse und der Stemmtore geschieht mittels Elektromotoren; eine Zentralisierung des ganzen Antriebes ist im Hinblick auf den noch geringen Schiffsverkehr nicht durchgeführt.

Am Main herrscht im dortigen Gebiet reger Floßverkehr. Die Flöße haben 130 m Länge und fahren immer zu zweien hintereinander (Floßreise). Während am unteren Main von Aschaffenburg abwärts noch Floßgassen angeordnet sind, sind sie hier, um das Wasser für Kraftzwecke zu gewinnen, weggelassen. Die Flöße werden durch die Schleusenkammer geleitet, wobei sich eine Schwierigkeit insofern ergeben hat, als die Ausfahrt der Flöße lange Zeit erfordert. Durch Nachschuß von Wasser mittels der Umläufe am Oberhaupt hat sich Abhilfe schaffen lassen.

Das Krafthaus ist auf der rechten Seite des Wehres angeordnet, es nutzt eine Werkwassermenge von 102 m³/Sek. aus. Eingebaut sind drei Turbinen mit senkrechter Welle und unmittelbar darauf gekuppelten Generatoren. Die normale Leistungsfähigkeit einer Turbine beträgt rund 2000 PS. Die Turbinenkammern werden mit Schütztafeln abgeschlossen, außerdem ist oben und unten noch ein behelfsmäßiger Abschluß mittels Dammbalken möglich. Vor den Turbinenschützen befindet sich ein Feinrechen.

Das Werkwasser zu den Turbinen wird aus dem Oberwasser mit Hilfe eines Einlaufbauwerkes entnommen, das parallel zur Flußrichtung, also senkrecht zum Wehr angeordnet ist. Dieses Einlaufbauwerk ist mit Rücksicht auf gute Eisabführung mit einer Tauchwand versehen, die 80 cm unter den normalen Oberwasserspiegel reicht.

Zwischen Kammerschleuse und Wehr ist ein Fischpaß normaler Bauart eingefügt. Um den Fischern den Auf- und Abstieg leicht und unabhängig von der großen Kammerschleuse zu ermöglichen, ist unmittelbar neben dem Fischpaß eine Kahnschleife gebaut. Die Fischerkähne werden auf einen offenen Rollwagen gesetzt und gehen auf schiefer Ebene zum Oberwasser bezw. Unterwasser.

An der Donau sind die Arbeiten wesentlich vorwärts gekommen durch Fertigstellung der Kachletstaustufe[18]) bei Passau, an der im Herbst 1927 der Probebetrieb aufgenommen werden konnte. Diese Anlage stellt eins der größten Flußstauwerke dar, die in neuerer Zeit ausgeführt wurden, und bezweckt neben der Ausnutzung der Wasserkraft die Verbesserung der Schiffahrtverhältnisse in der 27 km langen Felsenstrecke von Passau bis Hofkirchen.

[18]) „Die Bautechnik" 1926, Heft 23 u. 27.

Die Stauhöhe beträgt 9,2 m bei NW, 7,65 m bei MW (Abb. 27 zeigt die Anlage vom Unterwasser).

Das Wehr hat sechs Öffnungen von je 25 m l. W. zwischen Pfeilern von 5 m Stärke.

Als Verschlüsse dienen Doppelschützen der M A N, wobei das obere Schütz eine Absenkung von 2,6 m für Regulierung und Eisabführung gestattet. Ein behelfsmäßiger Verschluß mittels eiserner Dammbalken ist vorgesehen.

Das ganze Wehr hat für den Antrieb der Schützen und die Betätigung der Dammbalken einen gemeinsamen Überbau erhalten. Das Wasserabfuhrvermögen des gesamten Wehres beträgt 5000 m³/Sek.

Für die Gründung ist bemerkenswert, daß das Wehr durchweg auf Felsen (Gneis) steht. Die Gründung wurde durchgeführt in offenen Baugruben mit Betonfangedämmen besonderer Bauart.

Die Schleusenanlage besteht aus zwei nebeneinanderliegenden Kammerschleusen von 230 m Länge, 24 m l. W. mit einer Mittelmauer zwischen den beiden Schleusen von 13 m Breite.

Die Drempeltiefen betragen:

am Unterhaupt bei beiden Schleusen . 3,0 m unter NSW

an den Oberhäuptern sind die Drempeltiefen verschieden,

bei der Südschleuse . . . . . 1,4 m unter NSW

bei abgesenktem Stau,

bei der Nordschleuse . . . . . 4,0 m unter gestautem Wasser.

Bei dieser Anordnung kann die Südschleuse für die jetzige Schiffahrt somit auch benutzt werden, wenn der Stau einmal abgelassen werden muß, die Nordschleuse kann nur bei gestautem Wasser befahren werden.

Als Verschlüsse dienen eiserne Stemmtore mit Schwimmkasten, als behelfsmäßige Verschlüsse schwimmende Dammbalken.

Die Füllung geschieht durch Umläufe um die Tore herum. Diese Umläufe werden mit Rollkeilschützen geschlossen.

Die Kammern sind in fester Bauart mit Betonwänden 1/20 Anlauf ausgeführt. Die Sohle ist aus Fels und unbefestigt, nur an den Ausgangsöffnungen der Umläufe ist eine starke Betonsohle angebracht. Die Betonwände der Kammern sind ohne Verkleidung, nur zur Einfassung von Kanten ist Granitstein verwendet.

Bei der Gründung war bemerkenswert, daß der zerklüftete Gneis vielfach Schwefelkieseinlagen hatte, gegen die Sicherungsmaßnahmen getroffen werden mußten.

Die beiden Kammerschleusen mit den Vorhäfen wurden in einer einzigen großen Baugrube hergestellt.

Alle Antriebe für Stemmtore und Umlaufverschlüsse werden elektrisch betätigt.

Es ist Vorsorge getroffen, daß alle Betriebsvorrichtungen, die Beleuchtung und die Signalisierung später zentralisiert werden können.

Die Kraftanlagen sind ausgebaut für eine Werkwassermenge von 700 m³/Sek. Die Niedrigwassermenge beträgt 290 m³/Sek.

Das Gefälle ist bei NW 9,2 m, bei MW 7,65 m.

Gewählt wurden acht Propellerturbinen mit stehender Welle und unmittelbar gekuppelten Generatoren.

Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **La Baume,** Magistratsbaurat.

(Schluß aus Heft 3.)

Zum Schutze der Gründungsarbeiten wurde in Strommitte ein starkes doppeltes Leitwerk geschlagen, das nach den Enden zu spitz verlief und so konstruiert war, daß es in gleicher Weise für sämtliche drei Bauabschnitte ohne wesentliche Änderung diente (Abb. 4 bis 6). Im Schutze dieses Leitwerks wurde zunächst die nach außen abgesteifte Spundwand für die Versenkinsel des ersten Bauabschnittes geschlagen und mit Boden gefüllt. Um die Last des Senkkastens nicht unmittelbar durch die Schneiden auf den frisch geschütteten Boden wirken zu lassen, wurde die Schalung des Senkkastens auf 72 Handspindeln gestellt, die erst nach der Erhärtung der zuletzt hergestellten Schutzschichten gelöst wurden (Abb. 19). Das gesamte Schalungsmaterial konnte durch ein in den landseitigen Stirnwänden befindliches Loch entfernt werden, das dann geschlossen wurde; nach der Herstellung des Senkkastens wurde die elastische Schicht aufgebracht, die nicht allein unter dem wagerechten Teil des Tunnels, sondern auch unter den beiden unteren Treppenläufen angeordnet war und sich hier auf eine Eisenbetondecke auflegte, die

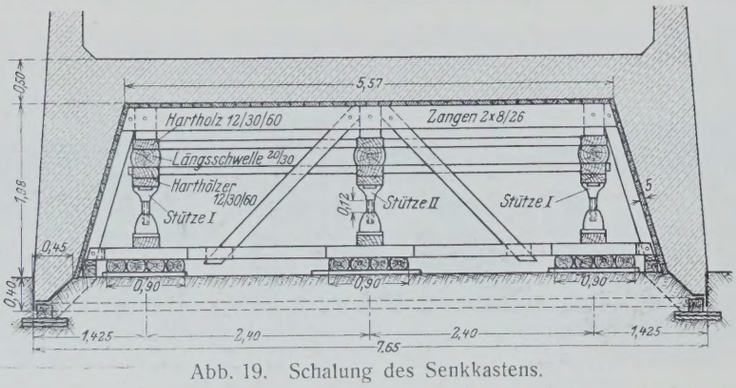


Abb. 19. Schalung des Senkkastens.

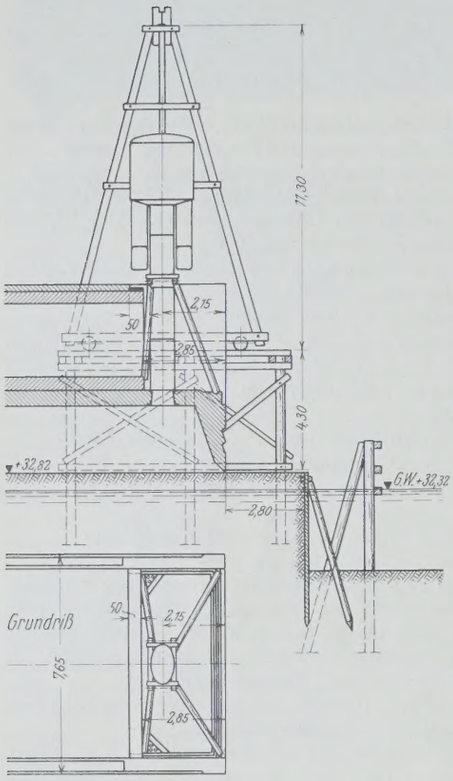


Abb. 20. Senkkasten 1 vor Beginn der Absenkung.

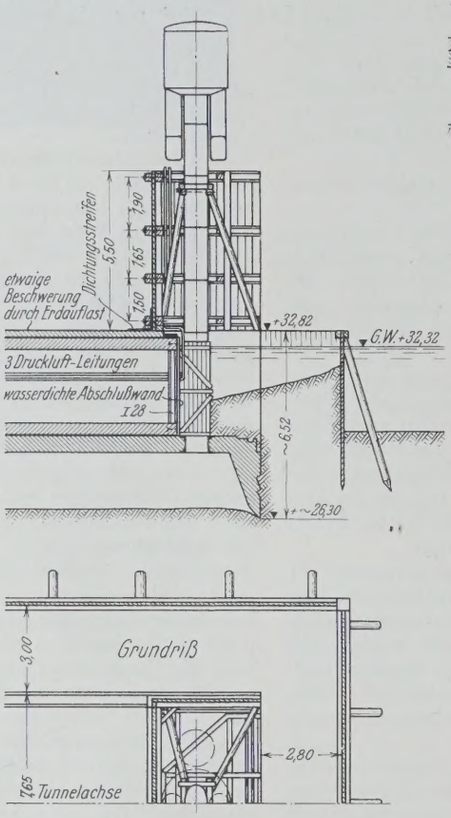


Abb. 21. Senkkasten 1 teilweise abgesenkt; die Stülpwand wird aufgesetzt.

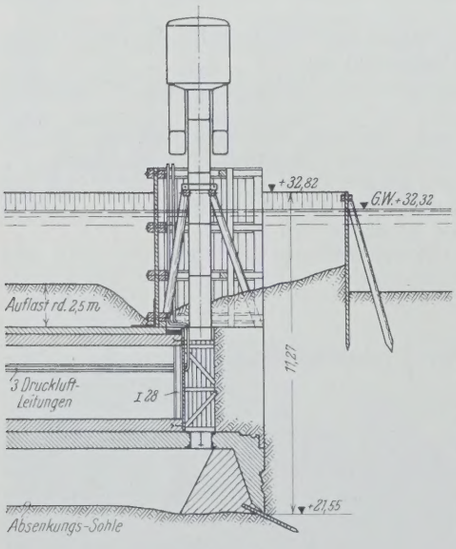


Abb. 22. Senkkasten 1 fertig abgesenkt. Druckluftbeton eingebracht.

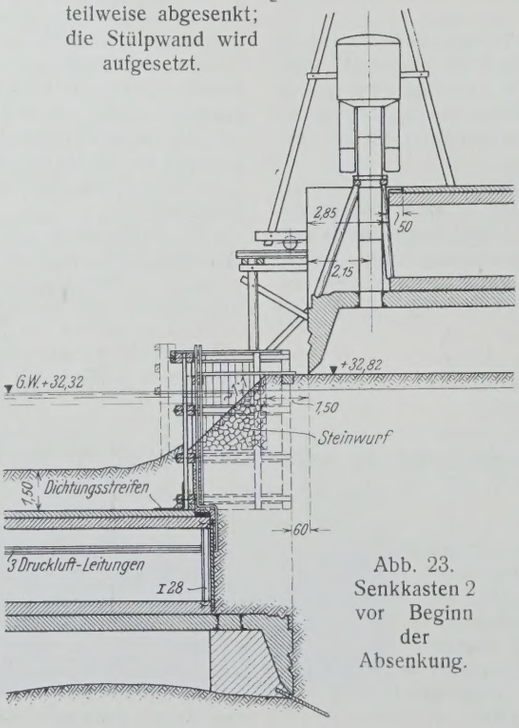


Abb. 23. Senkkasten 2 vor Beginn der Absenkung.

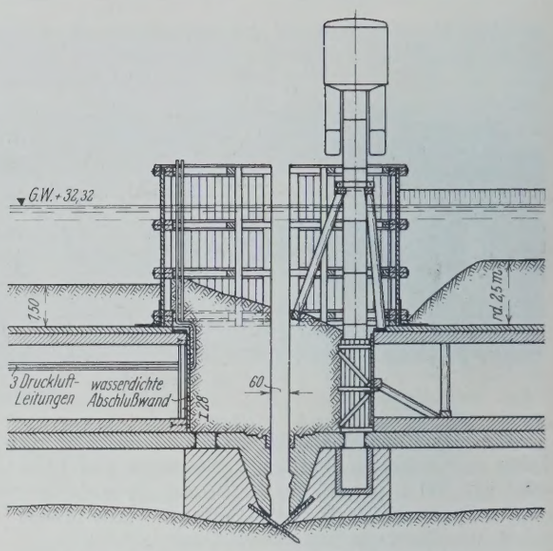


Abb. 24. Senkkasten 2 fertig abgesenkt. Druckluftbeton eingebracht.

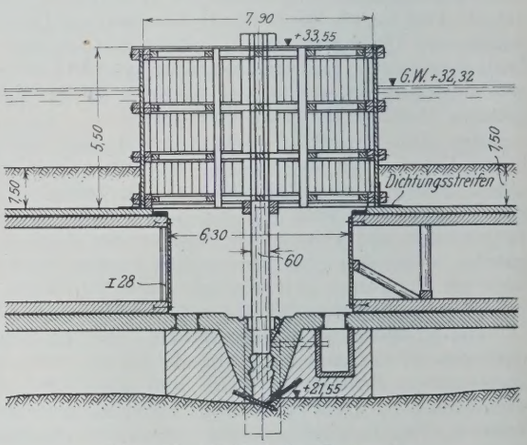


Abb. 25. Schluß der Baugrube für den Bauabschnitt III.

seitlich auf den landseitigen Wangenmauern der Senkkasten, in der Mitte (auf Stützen ruhte, die ihre Last auf die Senkkastendecke übertrugen Abb. 3). Bei der Herstellung der schrägen Flächen der elastischen Schicht ergaben sich naturgemäß große Schwierigkeiten, die im zweiten Bauabschnitt dadurch behoben wurden, daß die Schicht in Plattenform hergestellt und aufgelegt wurde, wobei nur die Fugen verschmolzen zu werden brauchten. Auf die elastische Schicht folgte die Sohlenschutzschicht und auf diese die Sohlendichtung; zum Anschluß der Dichtung an die Seitenwände dienten einstweilige, auf die Senkkastenwände aufgemauerte Flächen. Um das Eindringen scharfer Kieskörner in die Sohlendichtung zu verhindern, wurde auf diese zunächst eine Sandbetonschicht aufgebracht, die gleichzeitig einen Schutz beim Verlegen der Eiseneinlagen bildete. Die weiteren Arbeiten vollzogen sich ohne jede Schwierigkeit; Seitenwände und Decke des Tunnels konnten in einem fortlaufenden Arbeitsgang betoniert werden, was statisch wichtig, bei der Grundwasserabsenkung aber nicht zu erreichen ist. Da der Tunnel in einer Neigung von 1:100 lag, wurde er gegen Gleiten auf der durch die Verwendung hochwertigen Zements erwärmten Sohlendichtung und elastischen Schicht gesichert. Der Tunnel erhielt an seinem wasserseitigen Ende eine wasserdichte Abschlußwand, die den Zweck verfolgte, den Wasserandrang von der Tunnelseite her bei der Herstellung der offenen Baugrube für die oberen Treppen-

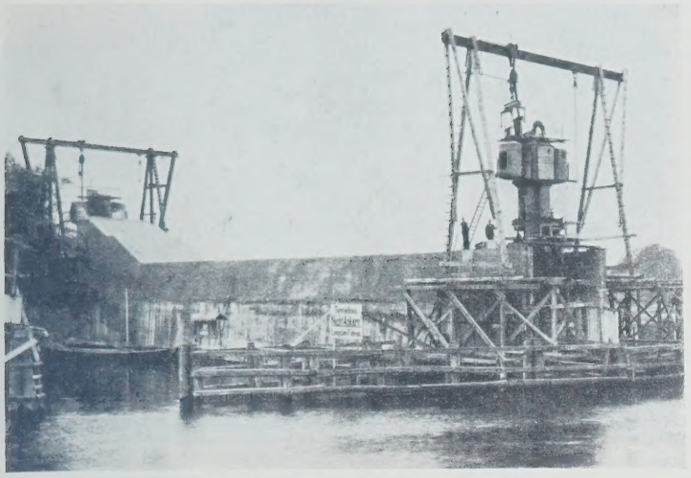


Abb. 26. Bauabschnitt II während der Absenkung.

läufe der Nordseite zu verhindern; für die Südseite wurde diese Anordnung entbehrlich, da bei deren Ausführung die Baugrube für das Mittelstück bereits geschlossen war. An dem zum Absenken fertigen Tunnel wurden landseitig die Anschlüsse für die Baugrube der oberen Treppenläufe, wasserseitig die halbe Baugrubenabsteifung für Bauabschnitt III angesetzt, über die im folgenden noch berichtet wird. Außerdem wurden sämtliche Leitungen für den zweiten Absenkungsvorgang in den ersten Tunnelteil verlegt und wasserseitig so hoch geführt, daß ihr Anschluß für den Bauabschnitt II über Wasser hergestellt werden konnte. Es wurde ferner dafür Vorsorge getroffen, den Tunnel während der Absenkung mit Wasser füllen zu können, um das gegen die Reibung erforderliche Gewicht zu erhalten. Um die bei dem ungünstigen Verhältnis von Länge und Breite des Senkkastens möglicherweise auftretenden ungleichmäßigen Belastungen nicht allein auf die Schneide zu übertragen, wurden die sie verbindenden Traversen durch Unterlegen kurzer Bohlenstücke zur Verteilung des Bodendruckes herangezogen. Der Absenkungsvorgang, dessen einzelne Stadien in Abb. 20 bis 25 dargestellt sind, vollzog sich derart, daß zunächst das Material zwischen den Traversen entfernt wurde und sodann dasjenige unter den Traversen, wobei die Absenkung vor sich ging. Das Material wurde durch eine in der Längsachse des Senkkastens angeordnete Schüttelrinne zu den Schachtrohren befördert, von wo es durch Eimer zu den Schleusen gelangte. Die Schüttelrinne wurde durch einen Druckluftmotor angetrieben; alle Teile der Rinne waren so kurz, daß sie durch die Schleusen hindurchgebracht werden konnten. Die Schüttelrinne, wohl das erste Beispiel einer derartigen maschinellen Beförderung von Boden im Senkkasten, hat sich im allgemeinen gut bewährt, solange Sand und Kies befördert wurden; bei schwererem Boden dagegen versagte sie, da das feuchte Material in den Rinnen haften blieb.

Das Absenken des ersten Tunnelteils vollzog sich ohne die geringste Schwierigkeit innerhalb von 34 Tagen, wobei eine Absenktiefe von 11,7 m erreicht wurde. Die Beobachtungen an den sowohl auf dem Senkkasten wie auf dem Tunnel aufgestellten Meßlatten ergaben eine Durchbiegung des Senkkastens von höchstens 1 cm; der Tunnel selbst zeigte kaum messungsfähige Formänderungen. Auch das Ausweichen aus der Achse wurde kontrolliert, wobei sich Abweichungen bis zu 2 cm ergaben. Dank dem großen Spielraum in seitlicher Richtung ist diese Abweichung ohne Einfluß geblieben. Die erzielten Ergebnisse sind ein Beweis für die Genauigkeit, mit der selbst große Senkkasten abgesenkt werden können.

Schon während des letzten Stadiums der Absenkung des Bauabschnitts I waren die Inselspundwände beseitigt worden, und der Schiffsverkehr konnte bereits im Juli über den abgesenkten Tunnelabschnitt geleitet werden. Dadurch, daß das gesamte Schalungsmaterial für den II. Bauabschnitt verwendet werden konnte, wurde dieser, zumal das Leitwerk nicht verändert zu werden brauchte, in bedeutend kürzerer Zeit fertiggestellt. Auch hier ging die Absenkung (Abb. 26 u. 27) glatt vonstatten; sie hätte wohl in noch kürzerer Zeit beendet werden können, wenn nicht die Bodenschichten sehr unregelmäßig aus Kies und Ton bestanden hätten; letzterer behinderte die Absenkungsarbeiten beträchtlich, und die Schüttelrinne mußte zeitweise außer Betrieb gesetzt werden, da sie für den Transport des schweren Bodens nicht geeignet war. Die Herstellung und Absenkung des zweiten Abschnittes hat etwa drei Monate in Anspruch genommen; auch hier waren die Abweichungen nicht größer als beim Bauabschnitt I; der Spielraum von 10 cm nach jeder Seite genügte vollkommen, um die Unterschiede mittels der Innenverkleidung auszugleichen.

Nach Beendigung der Druckluftarbeiten, die mit der Ausfüllung der Senkkastenräume teilweise mit Beton, teilweise mit Boden (Abb. 8) ihren Abschluß fanden, konnte an den Schluß der Baugrube für das Mittelstück herangegangen werden.

Die auf die wasserseitigen Wangenmauern aufgesetzten hölzernen Stülpwände wurden an eine Fußschwelle angeschlossen, die mit den Wangenmauern durch Bolzen verbunden war, soweit sie aber unmittelbar auf die Tunneldecke aufsetzte, mit dieser keine Verbindung hatte. Dem an dieser Ecke zu erwartenden Wasserzufluß wurde durch Anwerfen von Ton von außen her vorgebeugt; beim zweiten Bauabschnitt begnügte man sich mit dieser einfachen Sicherheitsmaßregel nicht, sondern legte außerdem einen besonderen Dichtungsstreifen in den Winkel zwischen Tunneldecke und Stülpwand, der seinen Zweck gut erfüllte und nach Beendigung der Arbeit leicht abgelöst werden konnte. Der Seitenschlitz wurde zunächst durch eine einzige Bohle geschlossen, deren Einbringen sich ohne Hindernis vollzog; das Einbringen der zweiten Bohle erwies sich als überflüssig. In der geschlossenen Baugrube wurde dann der als Auflast auf den vorspringenden Enden der Senkkasten ruhende Boden entfernt. Die für diesen Zweck in Tätigkeit gesetzte Luftstrahlpumpe konnte allerdings den Boden nur teilweise entfernen. Es mußte nun mit Rücksicht darauf, daß die Stirnwände der Senkkasten fast durchweg in festem Ton standen und die Bohlenstücke unter den Schneiden einen gewissen Schutz gegen das Hochdrücken des Bodens bildeten, versucht werden, mit einer Oberflächenhaltung den Boden zu entfernen. Dieser Versuch gelang bis auf eine Tiefe von etwa 6 m, wo der Wasserdruck durch den Bodenschlitz so stark wurde, daß ein Wassereinbruch die Folge war. Es konnte nun entweder mit Grundwasserhaltung weitergearbeitet werden oder mittels Taucher. Bei der verhältnismäßig engen Baugrube entschied man sich für den Taucher, zumal der Einbau von Brunnen viel Zeit in Anspruch genommen hätte. Der Taucher beseitigte den Boden mittels Kübel so weit, daß er den Bodenschlitz mit Beton füllen konnte. Hierbei führte er den Schütt-Trichter, so daß man mit Sicherheit annehmen konnte, daß eine vollkommene Ausfüllung des Schlitzes erreicht wurde. Der Beton war unter Zusatz von Tricosal hergestellt worden, um ein schnelles Abbinden zu bewirken. Wie sich später herausstellte, hatte der Taucher eine vollkommene Dichtung des Bodenschlitzes erreicht. Nun konnte die Baugrube von neuem leergepumpt und der noch auf den Senkkasten lagernde Ton entfernt werden. Noch ehe diese Arbeiten vollendet waren, folgte ein neuer Wassereinbruch durch das Schachtrohrloch des ersten Senkkastens. Hier mußte eine Undichtigkeit entstanden sein, die man sich zunächst nicht erklären konnte. Der Taucher stellte fest, daß der Beton im Schachtrohrdurchlaß eine offene Stelle aufwies, die dadurch entstanden war, daß sich die im Senkkasten eingeschlossene Luft einen Weg durch den noch nicht erhärteten Beton des Schachtrohrdurchlasses gebahnt hatte. Der aus dem Durchlaß herausgedrückte Beton hatte sich über den eisernen Ansatzring gelegt. Dieser Ring bildete aber das einzige Mittel zum Aufsetzen eines Deckels, weshalb er zunächst von allem ihn umgebenden Beton durch Abstemmen mit Druckluft hammer befreit werden mußte. Während der Taucher diese schwierige Arbeit ausführte, wurde in der Werkstatt der Deckel angefertigt, dessen Bolzenlöcher denen der Schachtrohre entsprechen mußten. Mit Rücksicht auf den nach innen stehenden Winkel des Ansatzringes erhielt der Deckel einen Mannlochverschluß, durch den die Bolzen eingesteckt werden konnten. Es gelang dem Taucher, 14 Bolzen einzuziehen und festzuschrauben. Wenn auch keine völlige Dichtigkeit des Deckels erzielt werden konnte, so war doch so viel erreicht, daß die Arbeiten ohne weitere Behinderung beendet werden konnten.

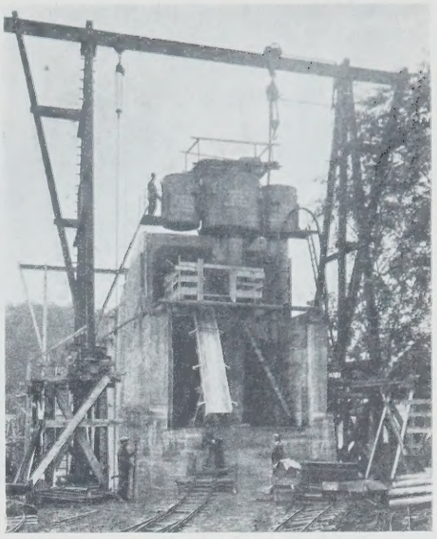


Abb. 27. Landseitige Druckluftschleuse im Bauabschnitt II.

Es war zu erwarten, daß die Baugrube keinen völlig wasserdichten Abschluß bilden konnte, weshalb die Abdichtung aller undichten Stellen und die Ableitung aller noch eindringenden Wassermengen notwendig wurde. Erst nachdem diese mühsame Arbeit gelungen war, konnte man an die Herstellung des mittleren Verbindungsstückes herangehen. Die mit einem wasserdichtenden Mittel hergestellten Rillenplatten bedeckten

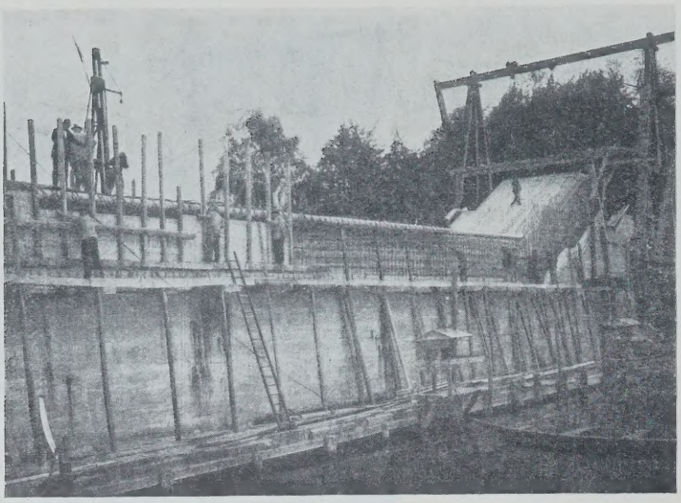


Abb. 28. Bauabschnitt I. Einlegen der Entlüftungsrohre.

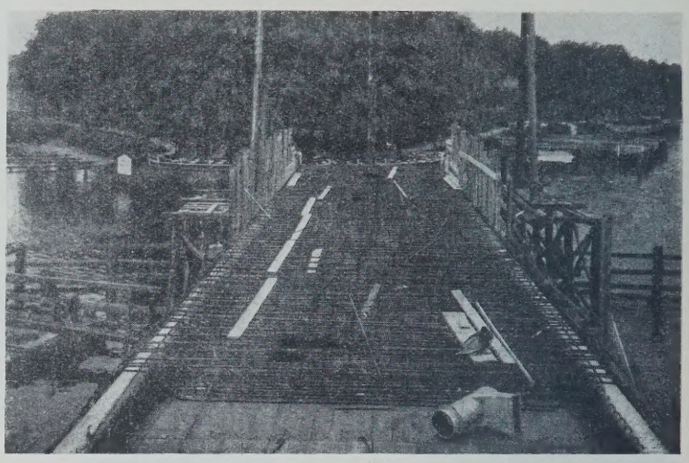


Abb. 29. Aufsicht auf die Tunneldecke.
Verlegen der Deckeneisen und Entlüftungsrohre.

sowohl den Boden wie die Wangenmauern und bildeten gleichzeitig die Auflagerflächen für die Dichtung, bei deren Ausführung noch besondere Schutzvorkehrungen getroffen werden mußten.

Die bei der Herstellung des dritten Bauabschnittes erzielten Erfahrungen zeigen, daß der Entwurf gut durchgedacht war und für eine Wiederholung empfohlen werden kann. Zweckmäßig wäre es, die Arbeitsräume nicht zu knapp einzurichten und vor allem die Stülpwände so weit zurückzusetzen, daß für den Anschluß der Dichtung reichlich Platz vorhanden ist und außerdem noch die Möglichkeit besteht, das von den Wänden abfließende Wasser außerhalb der Anschlußstreifen ableiten zu können. Außerdem muß die Ausführung schnell vor sich gehen, da die durch den Beton eindringenden Wassermengen sehr viel Kalk mit sich führen, der allmählich die Rillenplatten verstopft.

Die Beseitigung der mittleren Baugrube geschah im Dezember, womit dann auch das Flußbett in ganzer Breite der Schiffahrt wieder zur Verfügung stand. Die Bauzeit für die Rohbauarbeiten betrug elf Monate, ihre Ausführung war der Firma Grün & Bilfinger A.-G., Berlin, übertragen worden, die den Bau in musterhafter Weise durchgeführt hat.

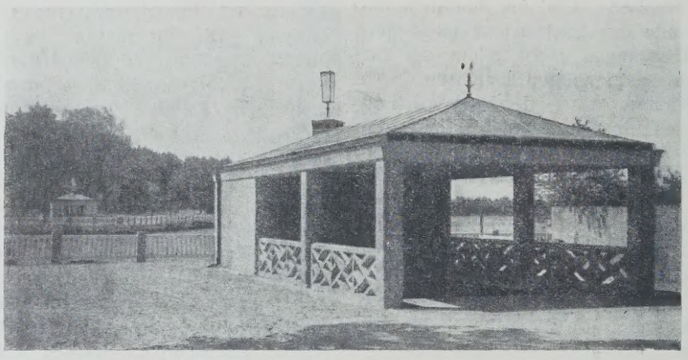


Abb. 30. Eingangshäuschen.

4. Der innere Ausbau.

Entsprechend seiner Bedeutung als reiner Fußgängertunnel erhielt das Bauwerk eine Wandverkleidung aus rautenförmiger Siegersdorfer Keramik, deren Platten, zwischen den Spitzen 60 × 34 cm groß, sich infolge ihrer der Treppenneigung entsprechenden Form vorzüglich den Aufgängen anpassen. Die Wandverkleidung ist in hellgrünem Ton gehalten und durch originelle eingestreute Muster von derselben Plattengröße in schwarzbrauner Färbung belebt. Vouten und Decke sind dagegen in haltbarem Zementputz hergestellt und weiß gestrichen. Die Beleuchtungskörper liegen in den oberen Ecken der Deckenvouten und sind so zahlreich angeordnet, daß sie dem Tunnel ein angenehmes Licht geben. Die für die Lufterneuerung notwendigen Rohrleitungen (Abb. 28 u. 29) von 26 cm Durchm. liegen in den oberen Ecken des Tunnelquerschnittes und gehen der Bewehrung wegen in schmale in der Voutenfläche endigende Öffnungen über, die nahe der Tunnelmitte liegen. Aus Gründen der Bauausführung des Mittelteiles sind die Rohrleitungen in zwei vollständig getrennte Systeme aufgelöst, von denen das nördliche betriebsfertig hergestellt wurde. Der Ventilator fand in dem über den Treppen angeordneten Raum (Abb. 2) Unterkunft und ist mit Umschaltvorrichtung versehen, um je nach der Windrichtung saugend oder drückend wirken zu können und die natürliche Entlüftung zu verstärken. Die Anlage ist imstande, eine drei- bis viermalige Lufterneuerung in der Stunde zu bewirken. Ob diese Leistung durch Aufstellen des zweiten Ventilators verdoppelt werden muß, kann erst die Zukunft lehren. Die überdachten Treppenhäuser (Abb. 30) sind aus Isarkiesbeton hergestellt und werksteinmäßig bearbeitet. Um für alle Fälle die Möglichkeit zu haben, den Tunnel verschließen zu können, wurden unter den Motorenräumen Rollschutzgitter eingebaut, die mit Schneckenradhandantrieb versehen sind. Wegen der Überdachung der Eingänge war eine Entwässerungsvorrichtung nicht erforderlich, jedoch sind zur Sicherheit vier Gullys eingebaut, in denen sich etwa in den Tunnel eindringendes Regenwasser oder Niederschlagwasser sammeln kann. Außerdem wurde für eine Anschlußmöglichkeit von elektrischen Pumpen Vorsorge getroffen.

Die Gesamtkosten des Bauwerkes betrugen einschließlich der Uferbefestigungen und Zuwege 1 000 000 R.-M. Der Tunnel konnte am 25. Mai 1927 dem Verkehr übergeben werden[1]).

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 29, S. 422.

Vermischtes.

Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau. Der Reichsverkehrsminister hat in einem Runderlaß angeordnet, daß in der Reichswasserstraßenverwaltung bis auf weiteres auch von solchen Firmen, die dem Deutschen Beton-Verein nicht angehören, die Durchführung der Baukontrolle nach den vom Deutschen Beton-Verein aufgestellten „Vorläufigen Leitsätzen für die Baukontrolle" bei Ausführung größerer Beton- und Eisenbetonbauten zu verlangen ist.

Die 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (e. V.) in München, die am 22., 23. und 24. März stattfinden sollte, ist auf den 27., 28. und 29. März verschoben worden.

Inbetriebnahme der Ravennabrücke. Am 14. Dezember 1927 wurde in einer Zugpause der Schienenstrang über dem neuen Ravennatalübergang der Höllentalbahn geschlossen und der Betrieb über die neue Brücke aufgenommen. Damit hat die alte Ravennabrücke, einst ein Meisterwerk der Ingenieurkunst, nach 40 Jahren ausgedient. Die neue Brücke ist das Ergebnis umfangreicher Voruntersuchungen über die technisch und wirtschaftlich möglichen Lösungen, die alte Brücke durch eine neue, wesentlich stärkere zu ersetzen, ohne den Bahnbetrieb unterbrechen zu müssen. Der Entschluß zum Umbau mußte in einer Zeit gefaßt werden, in der die Reichsbahn sich in schwieriger finanzieller Lage befand.

Die alte Brücke, von Gerwig, dem Erbauer der Höllentalbahn, an die denkbar günstigste Seite gesetzt, in der sie mit vier Öffnungen zu je 35 m die Schlucht überschreitet, liegt selbst in starker Krümmung, während zu beiden Seiten der Brücke unmittelbar ebenso starke Krümmungen in entgegengesetzter Richtung anschließen. Dieser rasche Wechsel in der Fahrrichtung, ohne ausreichend lang bemessene, zwischenliegende gerade Übergänge, genügte zwar für die ursprünglich nur dem Touristenverkehr bestimmte Nebenbahn, wurde aber für den heutigen Hauptbahnbetrieb mit Durchgangsverkehr so störend, daß er bei dem Bau der neuen Brücke beseitigt werden mußte. Dies wurde nur möglich durch Verlegung der Linie um etwa 40 m nach Süden gegen den Talausgang zu, wodurch sie einen gestreckteren Verlauf und eine Kürzung um etwa 13 m erfuhr. Da-

für wurde aber die Brücke selbst erheblich länger und höher. Die Einmündung in die alte Linie oberhalb der Brücke erforderte das Öffnen des 85 m langen Ravennatunnels auf nahezu seine halbe Länge und ein Verschieben der über dem Tunnel liegenden Landstraße um etwa 20 m gegen Berg.

Die neue Brücke (s. „Die Bautechnik" 1928, Heft 2, S. 25, Abb. 17) überschreitet kurz hinter dem Bahnhof Höllsteig in der Steigung 1 : 19 die Ravennaschlucht mit neun Bogen von 20 m lichter Weite. Die Zwischenpfeiler sind an der Einschnürung 4,50 m breit, während die insgesamt 224 m lange Brücke zwischen den Stirnen 4,20 m mißt. Die Pfeiler werden nach unten stärker, indem ihre Innenseite 20 : 1 und die Außenseiten 30 : 1 Anzug erhielten. Die Höhe des Talüberganges über der Erdoberfläche beträgt etwas über 40 m, die größte Bauhöhe von Gründungssohle bis zu den Abdeckplatten rd. 50 m. Die Fundamente sind durchweg auf gesunden Gneis aufgesetzt und in Stampfbeton erstellt; die Pfeilerschäfte sind in Granitschichtenmauerwerk mit Betonkern, die Gewölbe, die 1 m Scheitel- und 1,80 m Kämpferstärke aufweisen, voll in Granit ausgeführt. Die Arbeitsmengen des Talüberganges betragen 8500 m³ Fundamentaushub, wovon nahezu die Hälfte im Fels, 12 000 m³ Beton und Mauerwerk, 1600 m³ Gewölbe, Quader, Gurt- und Abdeckplatten. Hierzu kommen für die Tunnel- und Straßenbauarbeiten 1500 m³ Erd-, 10 000 m³ Felsbewegung, 900 m³ Mauerwerkabbruch und 700 m³ Beton und Mauerwerk. Die Bauarbeiten, die der Arbeitsgemeinschaft der Bauunternehmungen F. X. Sichler und Freiburger Baugesellschaft, beide in Freiburg, übertragen sind, wurden im August 1926 begonnen und konnten dank dem günstigen Herbstwetter des Jahres 1926 bis Ende Dezember rasch fortgeführt werden. Die Ausschachtarbeiten in den besonders tiefen Baugruben der oberen Pfeiler gingen den Winter hindurch weiter. Anfang April 1927 wurden die Maurerarbeiten wieder begonnen und Mitte Mai in vollem Umfange aufgenommen. Die engen Platzverhältnisse und die Ungunst des Wetters im Jahre 1927 haben die Ausführung wesentlich erschwert und verzögert. Mitte Juli wurden die Lehrgerüste in den oberen fünf Öffnungen aufgestellt und am 7. August, ein Jahr nach Baubeginn, die ersten Gewölbe geschlossen. Nachdem diese genügend erhärtet waren, konnten die Lehrgerüste umgestellt, die unteren vier Öffnungen eingewölbt und in der Zeit vom 17. bis 22. September geschlossen werden. Der letzte mittlere Bogen wurde am 6. Oktober geschlossen, während die Übermauerung der zuerst fertiggestellten Bogen inzwischen rüstig fortgeschritten war. Auch das Aufschlitzen des Ravennatunnels hatte Schritt gehalten; die Aufbruchzone war mit eisernem Lehrbogen eingerüstet. Ungestört rollten die Züge durch den Tnnnel, über dem allmählich der Berg abgetragen wurde. Mitte November drohte der plötzlich einsetzende Frost die Dichtungsarbeiten und somit die endgültige Fertigstellung im letzten Augenblick zu verhindern, doch auch diese Schwierigkeiten wurden überwunden, und die letzten Vorbereitungen zur Betriebsüberleitung konnten getroffen werden.

Hölzerne Eisenbahnbrücken. Bei dem gegenwärtig mit besonderem Nachdruck betriebenen Ausbau der Texanischen Eisenbahnen sind u. a. — auf der wichtigen, über 230 km langen Strecke der Chicago, Rock Island & Pacific Bahn zwischen Amarillo (Tex.) nach Liberial (Kan.) — größere hölzerne Brückenbauten ausgeführt worden. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec.

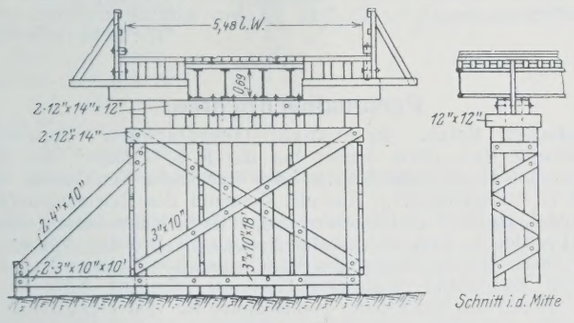


Abb. 1.

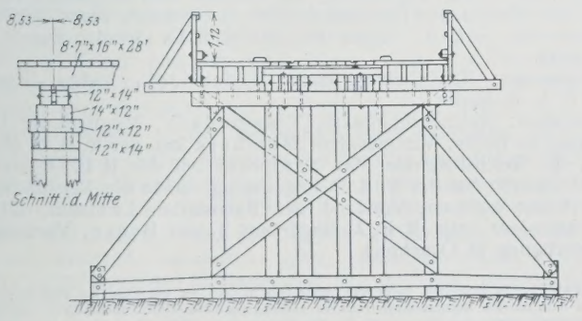


Abb. 2.

vom 18. 8. 1927 handelt es sich um die Kreuzung des South Canadian River durch eine 550 m lange Notbrücke, die bis zum endgültigen Ausbau der Strecke und während des Baues eines eisernen Bauwerks, d. h. etwa zwei Jahre lang, in Verkehr bleiben und für Eisenbahn- und Straßenverkehr dienen soll. Sie liegt mit S.-O. 5,49 m über dem Flußbett am Ende einer längeren Gefällstrecke mit Neigung 3,6 : 100, die am andern Ufer dann wieder im Verhältnis 2 : 100 bis Oil City steigt, wo sie an eine bereits vorhandene Hauptstrecke anschließt.

Einzelheiten sind aus den Abbildungen ersichtlich: Die Brückenjoche bestehen aus 6 Pfählen mit Wellenbrechern an der Stromseite zum Schutze gegen Treibholz und Geschiebe. Die Fahrbahn hat eine Breite von rd. 5,59 m, die Hauptdurchfahrt weist 20 Öffnungen von je 8,54 m Stützweite auf, die (vergl. Abb. 1) unter dem Bahngleis von je 4 I-Trägern von 68,6 cm (27") Höhe überbrückt werden. Der übrige, größere Brückenteil zeigt einen Jochabstand von 4,27 m und unter dem Gleis (vergl. Abb. 2) verbolzte hölzerne Zwillingslängsträger von 2 × 30,5/35,6 cm Querschnitt. Die beiderseits vom Gleis angeordneten Fahrbahntafeln ruhen auf Holzbalken.

Die von der Brücke überspannte Stelle des Flußbettes war besonders günstig, das letztere bestand durchweg aus rotem Tonschiefer, der unter kaum 4,50 bis 7,50 m starker Schlammdecke festen Baugrund lieferte, während an anderer Stelle loser Sandboden bis in 18 und 30 m Tiefe angetroffen wurde. Ki.

Eisenbahnen in Columbien, Ecuador und Guatemala. Am 10. Januar 1928 hielt Privatdozent Dr.-Ing. Dr. jur. Randzio im „Verein für Eisenbahnkunde" einen Vortrag über Eisenbahnen in Columbien, Ecuador und Guatemala.

Infolge der jüngsten Ereignisse in Mexico und Nicaragua, ferner wegen des im Januar d. J. stattfindenden panamerikanischen Kongresses in Habana, auf dem auch die Frage einer panamerikanischen Eisenbahn wieder erörtert werden soll, ist Mittelamerika heute etwas mehr in den Vordergrund unseres Interesses gerückt. Der Vortragende besprach auf Grund eigener Anschauung und an Hand von Lichtbildern u. a. auch die Möglichkeit und technische Ausführbarkeit dieser panamerikanischen Eisenbahn.

Columbien, in dem in den letzten Jahren ein Aufstieg unverkennbar und ein weiterer Fortschritt zu erwarten ist, strebt zurzeit danach, seine Eisenbahnverbindungen zu vervollständigen und besonders die wichtigste Verbindung zwischen der Landeshauptstadt Bogotà und der Westküste, die Quindiu-Bahn, herzustellen. Außerdem fehlt auch noch eine Verbindung zwischen der Handelshauptstadt Medellin und der Westküste und ebenso eine Verbindung der Hauptstadt Bogotà mit dem unteren Rio Magdalena, d. h. eine Eisenbahn aus der Hochebene von Bogotà in die Gegend unterhalb der Stromschnellen bei Honda, die eine Schiffahrt dort unmöglich machen. Außerdem ist der Bau einer Reihe von Seilschwebebahnen für die nächste Zeit in Aussicht genommen, so besonders von Manizales, der Hauptstadt des Departements Caldas über Quibdo, der Hauptstadt des Departements El Choco nach der pacifischen Küste und ebenso von Manizales nach dem Rio Magdalena, als Konkurrenzbahn zu der schon bestehenden Seilschwebebahn von Manizales nach Mariquita. Ferner ist eine solche Bahn geplant von Bolombolo im Tal des Rio Cauca, dem Endpunkte der von Medellin zum Rio Cauca führenden Eisenbahn, nach der pacifischen Küste. Eine Seilbahn von Gamarra am Rio Magdalena nach Cucuta an der venezolanischen Grenze ist zurzeit im Bau.

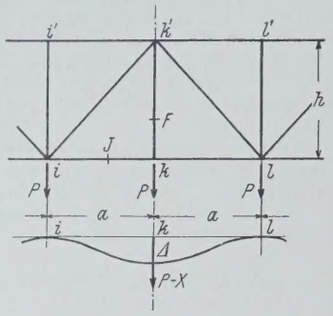
In Ecuador ist das Verkehrsbedürfnis viel geringer. Die Hauptverkehrslinie ist die Eisenbahn von der Hafenstadt Guayaquil nach der Landeshauptstadt Quito. Verschiedene, ursprünglich als Eisenbahnen geplante Linien werden nur als Straßen ausgeführt. Für den Ausbau von Eisenbahnen käme allenfalls eine Verlängerung der bestehenden Linie nach Norden und nach Süden für den Anschluß an die Nachbarländer in Frage, sowie vielleicht noch eine Bahn von Ibarra nach einem neu zu bauenden Hafen San Lorenzo an der pacifischen Küste.

In Guatemala, wo deutsche Häuser bedeutende Ländereien für Kaffeeerzeugung besitzen, von denen eines sogar eine Eisenbahn von 60 km Länge hat, wird nach Herstellung einer im Bau befindlichen Strecke nach der Grenze von Salvador eine vollständige Eisenbahn-Kreuzverbindung, nämlich von der atlantischen zu der pacifischen Küste und zweitens von der mexikanischen zu der entgegengesetzten Landesgrenze vorhanden sein. Bemerkenswert ist außerdem, daß die deutsche Neu-Guinea-Co. an der Guatemala-Plantations-Limited beteiligt ist, die zurzeit eine Eisenbahn nach der pacifischen Küste zu baut, und daß die deutsche AEG als Unternehmung eine 45 km lange Steilbahn von San Filipe nach dem Hochland von Quezaltenago baut, die insofern bemerkenswert ist, als die Bahn auf lange Strecken Steigungen von 90 ‰ als Vollspur-Reibungsbahn aufweist, betrieben mit elektrischen Triebwagen, bei denen jede Achse von Elektromotoren angetrieben wird. Der erste Teil der Strecke von San Filipe nach Santa Maria ist bereits am 19. September 1927 eröffnet worden.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Eisenbahnbrücke bei Wesel über den Rhein. Zu der Erwiderung des Herrn Reichsbahnoberrats Krabbe auf meine Zuschrift in der „Bautechnik" 1927, Heft 55, bemerke ich, daß ich nicht behauptet habe, daß im allgemeinen größere Steifheit der Gurte (Gurtsteifigkeit = Trägheitsmoment/Stablänge) die Nebenspannung herabmindert. Wenn aber Herr Krabbe schreibt, „daß steife Gurtausbildung die Nebenspannungen erhöht", so ist dies im allgemeinen nicht richtig. Bei Dreieckfachwerken ohne Hilfsständer hängen die Nebenspannungen überhaupt nicht von den Trägheitsmomenten der Stäbe, sondern nur vom maßgebenden Schwerachsenabstande der Randfaser ab. Die maßgebenden

Nebenspannungen, d. h. die mit den Hauptspannungen zeichengleichen Biegespannungen sind im Außenrande der Gurte zu suchen, und daher können bei unsymmetrischen Gurtquerschnitten größere Gurtträgheitsmomente kleinere Nebenspannungen ergeben als kleinere Trägheitsmomente bei symmetrischen Gurten, wenn nur das äußere e genügend klein gehalten wird. Die Steifheit der Gurte spielt also hier überhaupt keine Rolle. Bei Dreieckfachwerken mit Hilfsständern aber liegen die Verhältnisse anders, wie ich dies in den bereits angegebenen Aufsätzen ausgeführt habe. Die Abbildung zeigt die Mitte eines solchen Fachwerkes, das symmetrisch und in jedem Knotenpunkte mit der gleichen Knotenlast P belastet gedacht ist. Zunächst erfahren beide Gurtungen die kleinen primären Nebenspannungen durch die Durchbiegung des ganzen Fachwerkes. Dazu kommen aber noch andere Nebenspannungen im Untergurt durch die Längsdehnung Δ der Ständer. Diese bringen eine wellenförmige Verbiegung des Untergurtes hervor, die der eines in i und l eingespannten Trägers von der Stützweite $2a$ entspricht. Diese Nebenspannungen können bei starker Ausnutzung der Hilfsständer weit größer sein als die ersterwähnten. Bei der üblichen Berechnung der Nebenspannungen setzt man $\Delta = \frac{P\,l}{E\,F}$, d. h. man vernachlässigt den Biegungswiderstand des Untergurtes. Tatsächlich aber wird Δ auch von der Gurtsteifigkeit abhängen. Von der Kraft P wird nur ein Teil X in den Ständer kommen, während der Teil $P - X$ vom Biegungswiderstande des Gurtes aufgenommen wird. Man erhält leicht



$$X = \frac{P}{1 + \frac{24\,J\,h}{F\,a^3}} \quad \text{und} \quad P - X = \frac{P}{1 + \frac{F\,a^3}{24\,J\,h}};$$

die größte Biegespannung des Untergurtes ist

$$s = \frac{M\,e}{J} = \left(\frac{P - X}{2} \cdot a\right) \frac{e}{J} = \frac{P}{J + \frac{F\,a^3}{24\,h}} \cdot \frac{a\,e}{2}.$$

Diese einfache Gleichung zeigt deutlich, daß diese sekundären Nebenspannungen mit wachsender Gurtsteifigkeit kleiner werden. Ein größeres Gurtträgheitsmoment verringert Δ so, daß die Nebenspannungen kleiner werden. Ob die gesamten Nebenspannungen kleiner werden, hängt natürlich von den Verhältnissen ab. Wenn die Biegelinie des gelenkartig gedachten Fachwerkes stark zickzackförmig verläuft, was besonders bei starker Ausnutzung der Hilfsständer der Fall ist, dann sind die sekundären Nebenspannungen viel größer als die primären, und die Gurtsteifigkeit wirkt dann auch im gegebenen Falle verringernd. Ebenso ist dies beim Rhombenfachwerk der Fall, und für dieses habe ich behauptet, daß die Gurtsteifigkeit verringernd auf die Biegungsspannungen wirkt, was ja Herr Krabbe selbst zugibt. Nur muß ich mich noch gegen eine darüber gemachte Äußerung wenden: Nicht „kann es auch richtig sein, beim Rhombenfachwerk Stäbe und Knoten möglichst steif auszubilden", sondern das Rhombenfachwerk ist überhaupt nur brauchbar, wenn dies der Fall ist. Darüber wird mein in Aussicht gestellter Aufsatz das Nähere bringen, wie er auch zeigen wird, daß der Arbeit des Herrn Christiani keine „allgemeine Bedeutung" zukommt.

Hartmann.

Erwiderung.

Es ist zweifellos ein Verdienst des Herrn Prof. Hartmann, in einfacher Weise darauf hingewiesen zu haben, wie sich in besonderen Fällen die Nebenspannungen in Fachwerken äußern, und ich bin mit ihm darin einer Meinung, daß eben jedes Fachwerk seiner Eigenart entsprechend behandelt werden muß; ich gab auch die Möglichkeit, daß Rhombenfachwerke steif ausgebildet werden müssen, zu. Für völlig geklärt halte ich indes diese Frage noch nicht. Zunächst die Fachwerkspannungen zu berechnen, dann nachträglich die Nebenspannungen und beide Spannungen zu überlagern, nötigenfalls, wie es Herr Prof. Hartmann tut, den mindernden Einfluß steifer Gurtungen nachträglich auch noch zu untersuchen, ist nur ein schrittweises Annäherungsverfahren, das nur bei einfach gebildeten Fachwerken gute Ergebnisse liefern kann. Es birgt aber zahlreiche Fehlerquellen und erfaßt die gegenseitigen Abhängigkeiten der nacheinander ermittelten Einflüsse nicht. Zunächst sind schon bei einfachen Fachwerken die Achsialspannungen der Gurtstäbe nicht streng richtig ermittelt, denn ein allerdings kleiner Teil des Moments, aus dem man die Stabkraft ermittelt, wird durch den zwar gelenkig gedachten, in Wirklichkeit aber steifen gegenüberliegenden Knotenpunkt aufgenommen. Beim Rhombenfachwerk ist der Fehler offenbar viel größer, weil hierbei beim Durchschneiden eines Gurtstabes ein zur Aufnahme erheblicher Momente fähiges Gebilde übrigbleibt. Es leuchtet ein, daß hier das ganze Verfahren versagen muß. Auch die nachträgliche Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit bei Fachwerken mit wellenförmigen Biegelinien nach dem Verfahren Hartmanns ist nur eine grobe Annäherung. Der von ihm gezeichnete Stab wirkt nicht wie ein in i und l eingespannter Träger, sondern er ist außerdem durch eine erhebliche Zugkraft beansprucht, also ein auf Zug und Biegung beanspruchter Stab, dessen Biegungswiderstand erheblich von dem eines nicht achsial beanspruchten Trägers abweicht; die abgeleiteten Gleichungen haben also wenig Beweiskraft und genügen an sich nicht dazu, den von namhaften Brückenbauern anerkannten Grundsatz, die Gurtungen niedrig zu halten, umzuwerfen.

Wenn ich auch dem von Herrn Prof. Hartmann in Aussicht gestellten Aufsatze mit großem Interesse entgegensehe, halte ich doch eine völlige Klärung der Frage nur dadurch für möglich, daß man sich der leider sehr mühevollen Arbeit unterzieht, charakteristische Einzelfälle von Tragwerken von vornherein als hochgradig statisch unbestimmte Rahmengebilde zu behandeln. (Vergl. außer der Arbeit Christianis auch „Pirlet, Einflußlinien der Spannungen in Fachwerken mit starren Knotenpunktverbindungen", Eisenbau 1912, Nr. 6 u. 7.) Erst dann läßt sich, in Verbindung mit Nebenspannungsmessungen an ausgeführten Brücken, mit Sicherheit erkennen, wie die Nebenspannungen in verschiedenen Fachwerken sich äußern, wie diese einzelnen Fachwerke mit Rücksicht auf Nebenspannungen auszubilden sind, ob die übliche Art der Fachwerkberechnung beibehalten werden kann und inwieweit sie etwa einer Berichtigung bedarf.

Bei alledem muß aber vor einer übertriebenen Einschätzung etwaiger Nebenspannungen gewarnt werden, wobei ich nur auf die bekannten Untersuchungen Schachenmeiers verweisen darf; eine solche Einschätzung darf keinesfalls dazu führen, gut wirkende und klar gegliederte Trägerformen, zu denen ich vor allem das Rhombenfachwerk zähle, als nur bedingt brauchbar hinzustellen oder gar ausschließen zu wollen.

Krabbe.

Wir schließen hiermit die Aussprache und verweisen im übrigen auf den demnächst erscheinenden Aufsatz von Herrn Prof. Dr. Hartmann.

Die Schriftleitung.

Der Entwurf einer Brücke über den Hengsteysee bei Hagen. In diesem Aufsatze des Herrn Dipl.-Ing. Spetzler in der „Bautechnik" 1927, Heft 44 ist auf S. 640 die Ausrüstung einer gewölbten Brücke „mittels des der Firma Holzmann patentierten Expansionsverfahrens" erwähnt. Dieses Verfahren ist von mir erfunden und der Firma Buchheim & Heister, bei der ich damals Leiter der Tiefbauabteilung war, ab 27. Oktober 1912 unter Nr. 267 983 patentiert worden. Das Verfahren und die zugehörige hydraulische Einrichtung ist dann unter meiner Leitung weiter ausgearbeitet und an einer Reihe schwieriger Gewölbekonstruktionen durchgeführt worden, teils zum Zwecke der nachträglichen Beseitigung von Ausrüstungsspannungen, teils bei der Ausrüstung neuer gewölbter Brücken, um von vornherein die Ausrüstungsspannungen zu verhindern. Weitere Untersuchungen über diesen Gegenstand findet man in meinem jetzt vergriffenen Buche „Der Gewölbebau, neue Hilfsmittel für Berechnung und Bauausführung", Berlin 1916. Dort ist auch der von mir konstruierte Drucklinienprüfer beschrieben, der an der Gewölbestirn angebracht wird und dessen Zeiger ausschlägt, wenn der Druck nicht durch die Gewölbemitte geht.

Dr.-Ing. R. Färber.

Herr Dipl.-Ing. Spetzler, dem wir die vorstehende Zuschrift vorgelegt haben, teilt uns mit, daß die Firma Ph. Holzmann A.-G. das Patent des Färberschen Expansionsverfahrens von der Firma Buchheim & Heister mit Zustimmung des Herrn Dr.-Ing. Färber käuflich erworben hat.

Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Reuschle, bisher bei der R. B. D. Mainz, zur R. B. D. Halle (Saale), Knopf, bisher Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Goldap, zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Zwach, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Stendal, zur R. B. D. Hannover, Hugo Groh, bisher beim Reichsbahn-Bauamt Dresden 1, zum Reichsbahn-Neubauamt Dresden Altstadt, Fritz Kraner, bisher bei der Reichsbahn-Betriebsdirektion Zwickau (Sa.), als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt Glashütte, Dr.-Ing. Fritz Fischer, bisher Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts für den elektrischen Eisenbahnbetrieb in Landshut, zur R. B. D. Augsburg und Rudolf Holzapfel, bisher bei der R. B. D. Regensburg, als Vorstand zum Reichsbahn-Neubauamt für den elektrischen Eisenbahnbetrieb in Landshut, sowie der Reichsbahnbaumeister Schau, bisher bei der R. B. D. Oppeln, zur R. B. D. Halle (Saale).

Überwiesen: Reichsbahnamtmann Rödenbeck, bisher beurlaubt, dem R. Z. A. in Berlin.

Gestorben: Reichsbahndirektor Trampedach, Mitglied der Hauptverwaltung in Berlin, Vizepräsident Melchers bei der R. B. D. Münster (Westf.), die Reichsbahnräte Max Säufferer bei der R. B. D. Trier und Friedrich Gaerth bei der R. B. D. Regensburg, sowie die Reichsbahnamtmänner Franz Amann, Vorstand der Bahnstation Landshut, Drawe, Betriebsingenieur beim R. B. A. Magdeburg 2 und Bense, Vorstand der Güterabfertigung in Osnabrück.

INHALT: Ein Bauunfall beim Bau eines Durchlasses an der Elbe bei Hamburg. — Die wichtigsten Arbeiten der Reichswasserstraßenverwaltung im Jahre 1927. (Schluß.) — Der Bau des Fußgängertunnels unter der Spree in Berlin-Friedrichshagen. (Schluß.) — Vermischtes: Vorläufige Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau. — 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (e. V.). — Inbetriebnahme der Ravennabrücke. — Hölzerne Eisenbahnbrücken. — Eisenbahnen in Columbien, Ecuador und Guatemala. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 10. Februar 1928. — Heft 6

Bau eines hochwasserfreien Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel Sylt.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **H. Pfeiffer** und Regierungsbaumeister **W. Mügge.**

1. Allgemeines. Durch den Herrn Reichspräsidenten von Hindenburg wurde am 1. Juni 1927 die Bahnlinie Niebüll—Westerland, die auf 11 km Länge durch das Wattenmeer der schleswigschen Westküste führt, dem Verkehr übergeben. Der Wattenmeerdamm erhielt bei der feierlichen Eröffnung den Namen „Hindenburgdamm".

Bisher war die Insel Sylt, deren Bevölkerung 6000 Einwohner zählt und die jährlich von 30 000 bis 35 000 Badegästen aufgesucht wird, durch zwei Reisewege mit dem Festlande verbunden, nämlich durch die Wattenmeerlinie Hoyerschleuse—Munkmarsch—Westerland und durch die Seedampferlinie Hamburg—Cuxhaven–Helgoland—Hörnum (Abb. 1).

Die Wattenmeerdampfer konnten nur zur Zeit des Hochwassers verkehren. Die Abfahrtzeiten mußten sich daher fast täglich nach dem Eintreten der Flut ändern, was für die Reisenden mancherlei Unbequemlichkeiten mit sich brachte. Zur Ebbezeit war wegen des flachen und zum Teil trockenfallenden Fahrwassers der Verkehr Hoyerschleuse–Munkmarsch nicht möglich. In strengen Wintern war durch Vereisung des Wattenmeeres der Verkehr oft ganz unterbrochen. Außerdem traten bei lange anhaltenden Ostwinden mit niedrigen Wasserständen und gelegentlich bei Weststürmen mit zu hohen Wasserständen unliebsame Störungen ein. Die Seedampfer von Hamburg über Helgoland nach Hörnum verkehren nur in den Sommermonaten täglich, im Winter einmal wöchentlich.

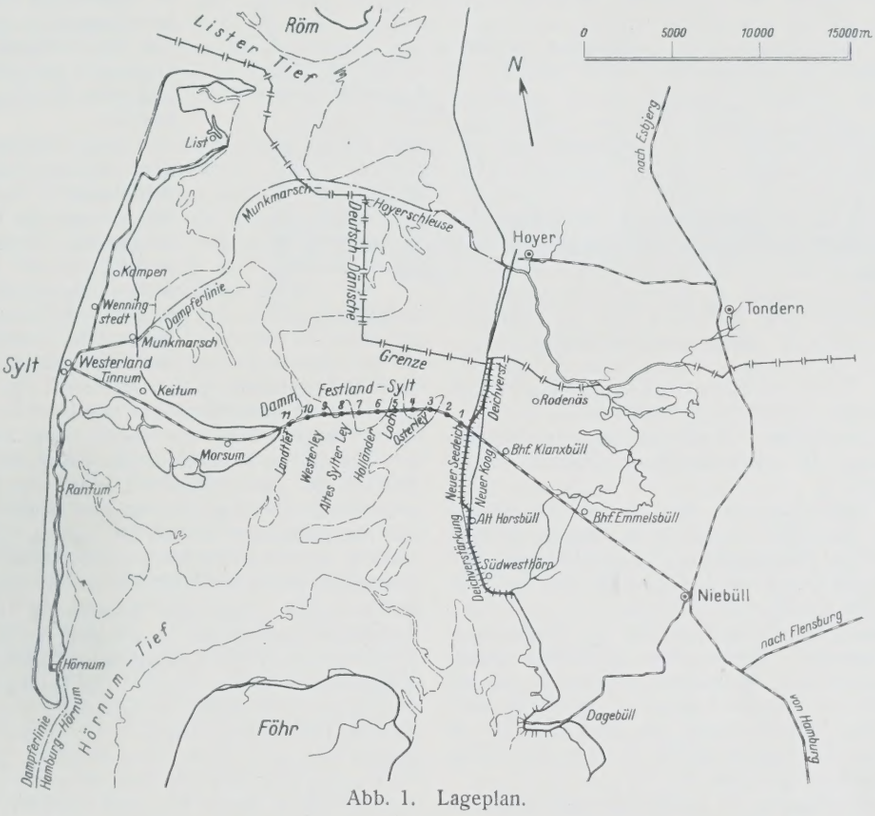


Abb. 1. Lageplan.

Um die genannten Mängel der Fahrt durch das Wattenmeer zu beseitigen und eine sichere und wesentlich schnellere Verbindung herzustellen, ist schon vor Jahrzehnten der Gedanke aufgetaucht, die Insel durch einen hochwasserfreien Eisenbahndamm mit dem Festlande zu verbinden. Aber erst im Jahre 1910 wurden eingehende Vorarbeiten begonnen, um einen für die Ausführung geeigneten Entwurf zu erhalten. Als im Jahre 1914 die erforderlichen Baggergeräte in Auftrag gegeben waren, brach der Krieg aus, und der Bau mußte zurückgestellt werden.

Nach dem Kriege ging der Hafen Hoyerschleuse an Dänemark verloren, und es traten zu den Verkehrsschwierigkeiten noch Zoll- und Paßfragen wegen der Fahrt durch den dänischen Korridor hinzu.

In weiten Kreisen wurde der Wunsch noch dringender, Sylt durch einen auf deutschem Gebiet liegenden Eisenbahndamm mit dem Festlande zu verbinden. — Die Vorarbeiten wurden daher wieder aufgenommen, und im Jahre 1923 konnte mit dem Bau des Wattenmeerdammes begonnen werden.

2. Das Wattenmeer (Abb. 1). Bis zu den Eiszeiten war die Insel Sylt mit dem Festlande verbunden. Später sanken die niedrig gelegenen Teile des Landes unter den Meeresspiegel, und die höher gelegenen Teile blieben als Geestrücken des Festlandes bezw. als Inseln zurück. Durch Schlickablagerungen auf den abgesunkenen Flächen bildete sich in großer Ausdehnung Marschland. Zum Teil wurde die Marsch vom Meere wieder zerstört und so das jetzige Wattenmeer gebildet.

In dem Wattenmeer rufen die Gezeiten der Nordsee einen regelmäßigen Wechsel der Wasserstände hervor. Die Nordseefluten strömen im Süden der Insel Sylt durch das Hörnum-Tief, im Norden durch das Lister-Tief ein und füllen mit etwa 1 Milliarde m³ Seewasser den hinter Sylt gelegenen Teil des Wattenmeeres. Bei Einsetzen der Ebbe fließen die Wassermengen wieder zurück, so daß ein großer Teil des Wattenmeeres trockenfällt. Die Gezeitenströmungen haben das Hörnum-Tief und das Lister-Tief zu starken Strömen mit Tiefen bis zu 20 m ausgebildet. Diese Ströme verästeln sich im weiteren Verlauf im Wattenmeer und werden allmählich flacher, bis sie auf einer von der Halbinsel Nösse nach Osten verlaufenden Linie zusammentreffen.

Hier haben die Flutwellen den Untergrund nicht zu vertiefen vermocht, und nur an dieser schmalen und flachen Stelle des Wattenmeeres konnte der Bau des Eisenbahndammes in Frage kommen.

Die Flutgröße der durch die Einströmungsöffnungen einlaufenden Flutwellen ist im Süden der Insel Sylt größer als im Norden. Die gemittelte Flutgröße beträgt bei Hörnum (Sylt Süden) 1,72 m, bei List (Sylt Norden) 1,59 m. Die von Süden durch das Hörnum-Tief einlaufenden Flutwellen, die sich in der Nähe der Dammlinie in vier Priele, das Osterley, das Holländer Loch, das Sylter Ley und das Westerley verzweigen, haben also ein größeres Arbeitsvermögen als die von Norden durch das Lister-Tief kommenden Flutwellen.

Es flossen daher über die Dammlinie bei jeder normalen Flut etwa 28 Mill. m³ Wasser von Süden nach Norden. Bei Südwest- und Westwinden mit erhöhten Wasserständen betrug diese Wassermenge ein Vielfaches der normalen.

Bei starken Weststürmen laufen die Fluten bis zu rd. 3,5 m über MHW auf, wobei sich ein sehr starker Wellenschlag entwickelt.

3. Linienführung, Quer- und Längenschnitt (Abb. 2 u. 3). Von der durch die Tiefen und Strömungsverhältnisse des Wattenmeeres bedingten west-östlichen Linie schwenkt der Wattenmeerdamm im Osten mit einem Bogen von 2500 m Halbmesser nach SO zum Festlande, von wo dann die Bahnlinie in fast gerader Richtung nach Niebüll verläuft und die Hauptbahnlinie nach Hamburg erreicht. Im Westen geht der Wattenmeerdamm mit dem gleichen Halbmesser in süd-westliche Richtung über und erreicht an der Spitze der Halbinsel Nösse die Insel Sylt.

Bei den zu erwartenden Seeangriffen ist der Querschnitt des Wattenmeerdammes beiderseitig ähnlich wie ein Seedeich ausgebildet (Abb. 2). Der untere $1 : 1\frac{1}{2}$ geneigte Teil der Dammböschung erhielt bis zur Höhe von NN + 3,0 m, d. i. 2,15 m über dem auf NN + 0,85 m liegenden MHW, eine 30 cm starke Basaltpflasterung auf 20 cm Grandunterlage. Der Fuß des Basaltpflasters stützt sich an der Südseite gegen eine mit Steinen eingeschüttete Spundwand, an der Nordseite gegen eine Pfahlreihe.

Bis zur Höhe NN + 3,78 m sind die Böschungen 1 : 8 geneigt. Diese Böschungen, die ursprünglich nur besodet werden sollten, sind nachträglich je nach dem Wellenangriff in 4 bis 5 m Breite mit Basaltpflaster geschützt, da die Soden bei einer Sturmflut am 10. Oktober 1926 dem

[1] Vergl. Gährs, Vom Dammbau Festland—Sylt, „Die Bautechnik" 1926, S. 14; ferner „Die Bautechnik" 1927, Heft 22, S. 316; 1928, Heft 3.

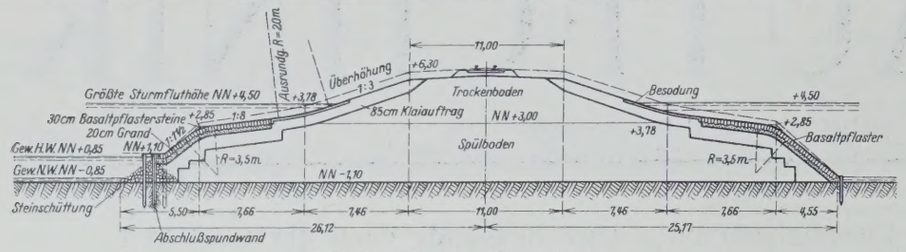


Abb. 2. Mittlerer Querschnitt.

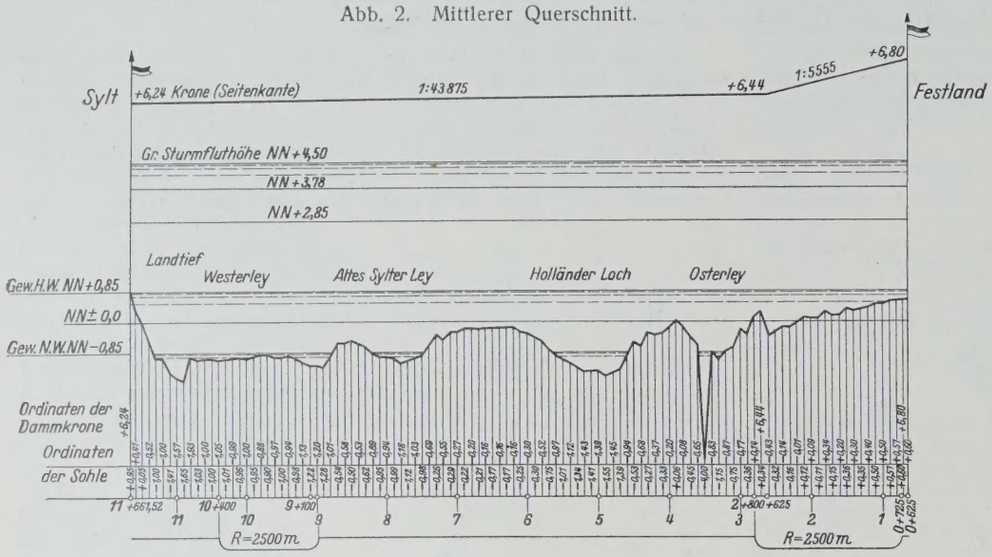


Abb. 3. Längen- und Höhenplan.

Angriff der überschlagenden Wellen nicht standhielten und hierdurch starke Beschädigungen des oberen Dammkörpers entstanden.

Der obere Teil des Dammkörpers hat 1 : 3 geneigte Dammböschungen, die mit Grassoden befestigt sind. Die Planumbreite des Dammes beträgt 11 m, die Sohlenbreite rd. 50 m.

Das Planum des 11 km langen Dammes liegt an der Festlandseite auf NN + 6,80 m, d. i. 5,95 m über MHW oder rd. 2,3 m über der größten, auf rd. NN + 4,50 m beobachteten Sturmfluthöhe. Da die Sturmfluthöhe im westlichen Teil des Wattenmeeres wesentlich geringer ist, fällt die Dammkrone nach Nösse auf NN + 6,24 m ab (Abb. 3).

4. Bauausführung. Nach dem Entwurf enthält der Wattenmeerdamm rd. 3 200 000 m³ Bodenmassen. Davon sollten 2 700 000 m³ Sandboden im Naßbaggerbetriebe aus dem Wattenmeer gewonnen und als Dammkern zwischen Buschdämmen aufgespült werden. 500 000 m³ Kleiboden aus dem Wiedingharder Vorlande waren im Trockenbetrieb als Deckschicht aufzubringen. Die Böschungen sollten bis 2 m über MHW mit einem starken Böschungspflaster gesichert werden.

Die Naßbaggerarbeiten sollten wegen der vorauszusehenden Gefahren im Eigenbetriebe, die Trockenbaggerarbeiten gegebenenfalls durch Unternehmer ausgeführt werden.

Um die Zufuhr der bedeutenden Baustoffmengen für den Wattenmeerdamm zu ermöglichen, wurde die Festlandstrecke der Bahn von Niebüll bis zum Seedeich in den Jahren 1921/22 erbaut und ein großer Werk- und Lagerplatz mit den erforderlichen Vollspur- und Schmalspurgleisen, Werkstätten, Magazin- und Wohnbaracken sowie Bureauräumen in den Wintermonaten 1922/23 hinter dem Seedeich eingerichtet. Im Wattenmeer waren vor dem Einsetzen der Naßbaggergeräte langwierige Vorbereitungen notwendig.

Die erste Spülerliegestelle war durch die Wassertiefen im Wattenmeere vorgeschrieben. Sie mußte im Osterley liegen, das in der Dammlinie eine Wassertiefe von nur 1,80 bis 2,00 m unter MHW hatte und etwa 3000 m vom Festlande entfernt war.

Dort wurde zunächst ein kleiner Eimerbagger mit Spülpumpe und schwimmender Rohrleitung von 100 m³ Stundenleistung angesetzt, um eine Liegestelle auszuheben, in der die großen Bagger und Spüler unabhängig von Ebbe und Flut arbeiten konnten.

Diese Arbeiten wurden sehr dadurch behindert, daß die Zufuhr der benötigten Bau- und Betriebsstoffe, die auf dem etwa 130 km langen Wasserwege von Husum her stattfinden mußte, infolge der schwierigen Fahrwasserverhältnisse im Wattenmeere recht unregelmäßig war. Um diesem Übelstande abzuhelfen und sobald als möglich vom Lande aus Anschluß an schiffbares Wasser zu erhalten, wurde sogleich begonnen, vom Festlande her in der Flucht des südlichen Dammfußes einen an der Außenseite mit dem endgültigen Böschungspflaster befestigten Kleidamm von 1 m Höhe über MHW vorzutreiben, auf dem Transportgleise zum Osterley vorgestreckt werden sollten (Abb. 4).

Anfang Mai 1923 wurde das erste große Baggergerät im Osterley angesetzt. Das Einschleppen der Großgeräte, die ausnahmslos einen Tiefgang von etwa 2,00 bis 2,40 m hatten, war bei der geringen Tiefe des Osterleys an der Dammbaustelle von 1,8 bis 2,0 bei MHW nur bei erhöhten Wasserständen möglich. Nur durch restlose Ausnutzung aller höheren Flutwellen gelang es, sämtliche Großgeräte an die Verwendungsstelle zu bringen.

Bis zum 1. Juli 1923 konnten die von dem kleinen Bagger vorbereiteten Baggerstellen so erweitert werden, daß mit zwei Spülern von je 625 m³ stündlicher Leistung ein zwölfstündiger ununterbrochener Betrieb aufgenommen werden konnte. Die beiden Spüler lagen alsdann in 300 m Entfernung voneinander im Osterley 100 m südlich der Dammachse und spülten, nachdem das Dammstück zwischen den beiden Spülgerüsten aufgehöht war, nach Osten bezw. Westen. Gespült wurde, wie im Entwurf vorgesehen war, zwischen Buschdämmen von 0,60 bis 1,20 m Breite und 0,80 bis 1,50 m Höhe. Die erste Spülschicht wurde, um möglichst schnell den Landanschluß zu erreichen, in Höhe von 0,50 bis 1,00 m über MHW durchgeführt (Abb. 5).

Abb. 4. Vom Festlande aus vorgeschütteter Kleidamm. Im Hintergrunde Naßbaggergeräte im Osterley.

Abb. 5. Spülung zwischen Buschdämmen im Osterley.

Bald zeigte sich, daß der an der Baggerstelle zur Verfügung stehende Boden zum Aufspülen wenig geeignet war. Er bestand zur Hälfte aus äußerst feinem Sande, zur Hälfte aus Klei. Der Klei setzte sich beim Spülen überhaupt nicht in dem schmalen Dammkörper ab, sondern wurde mit dem Spülstrom hinweggeführt. Auch die sandigen Bestandteile des Spülbodens waren so fein, daß sie sich nur zum Teil festhalten ließen. Namentlich bei NW durchdrangen sie auch die dichtesten Buschwände. Die Spüldämme wurden sowohl durch den Spülstrom wie auch durch den Wellenschlag der See Tag für Tag beschädigt. Infolge der Feinheit des Sandes war die Neigung der Spülfläche in der Fließrichtung des Spülstromes sehr flach — etwa 1 : 400. Für beide Spüler zusammen waren daher etwa 2 km Spüldämme in Ordnung zu halten.

Trotz gründlicher Überwachung der Spüldämme mit starken Kolonnen waren Durchbrüche des Spülstromes durch die Dämme an der Tagesordnung und die Verluste außer den oben erwähnten 50% Klei sehr groß. Der verlorene Boden lagerte sich nun nicht, was mit Hinblick auf die spätere Sicherheit des Dammes nicht unerwünscht gewesen wäre, unmittelbar zu beiden Seiten des Dammes ab, sondern floß auf der Südseite, auf der auch die meisten Verluste entstanden, auf dem kürzesten Wege in die Spülerliegestellen zurück und brachte durch deren Versanden wiederkehrend in Zeiträumen von zwei bis drei Wochen den Spülbetrieb zum Erliegen. Es blieb dann weiter nichts übrig, als die Spüler vom Gerüst fortzunehmen und die Liegestelle durch Baggern wieder auf die ursprüngliche Tiefe zu bringen.

Obwohl vielfach stürmische Witterung herrschte, gelang es, bis Mitte August die Spülfläche so weit nach Osten vorzutreiben, daß der Anschluß an den vom Land vorgebauten Kleidamm erreicht und ein Transportgleis von 90 cm Spurweite vom Festlande aus bis auf die Spülfläche vorgestreckt werden konnte. Diese Verbindung war außerordentlich dringend, denn es war höchste Zeit, mit der Sicherung der Spülfläche durch Böschungspflaster zum Schutze gegen die Winterfluten zu beginnen.

Während die Spülung nach Osten befriedigend fortschritt, kam sie nach Westen bald vollständig zum Stillstande. Durch das Vortreiben der Spülung nach Westen wurde der wasserführende Querschnitt des Osterleys bei km 3 + 500 eingeengt und dadurch der vor Kopf der Spülfläche vorbeiströmende Gezeitenstrom so verstärkt, daß aller eingebrachte Boden am Fuße der Spülfläche sofort wieder weggerissen und zum größten Teil in die Spülerliegestelle geführt wurde. Zum Abdämmen dieser Durchströmungsöffnung des Osterleys wurden Sinkstücke und Senkfaschinen eingebaut, die aber, da der Gleisanschluß noch nicht weit genug hatte vorgebaut werden können, nicht in genügender Anzahl herangebracht werden konnten. Der Vortrieb nach Westen stockte vollständig.

In diesem kritischen Zeitpunkte setzte am 30. August 1923 nachmittags eine Sturmflut ein, wie sie um diese Jahreszeit seit Menschengedenken noch nicht beobachtet worden ist. Unter einem Südweststurme von der Stärke 10 mit noch stärkeren Böen lief die See binnen kurzer Zeit bis zu einer Höhe von 3 m über MHW auf. Keinerlei Vorzeichen hatten zur Vorsicht gemahnt, sondern unerwartet und schnell wuchs der Sturm bis zu dieser Stärke an und entwickelte einen gewaltigen Seegang.

Die Folgen waren verheerend. In dem schlechten Ankergrunde hielten die Anker der Geräte nicht. Trossen und Ketten brachen. Spüler, Bagger, Dampfer, Spül- und Transportschuten trieben nach Norden, zerknickten die starken Dalben und Spülgerüste und durchbrachen die Rohrleitungen. Die zwischen den Buschdämmen aufgespülten leichten Bodenmassen vermochten den anrollenden Wogen nicht standzuhalten. In wenigen Stunden gingen etwa 250 000 m³ Boden verloren. Die Buschlahnungen wurden zum weitaus größten Teil, die Spülrohrleitung wurde in ganzer Länge von etwa 1200 m zerstört. Einzelne Rohre wurden von der See bis zu 2 km weit fortgetrieben, auch die Gleise wurden weit fortgespült. Verluste an Menschenleben waren nicht vorgekommen (Abb. 6).

Die Bergungsarbeiten, die sofort aufgenommen wurden, verzögerten sich durch fortwährende hohe Fluten und dauerten bis in den Dezember hinein. Dank des Entgegenkommens der dänischen Behörden gelang es, auch die jenseits der deutsch-dänischen Grenze angetriebenen Geräte und Baustoffe zu bergen.

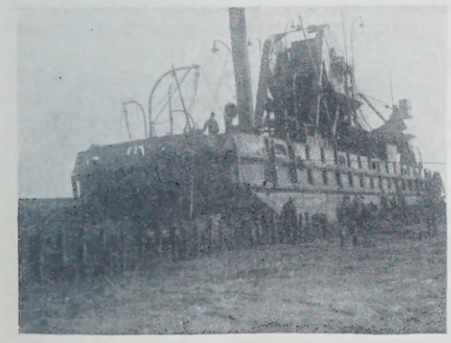


Abb. 6. Auf den Resten der Spülfläche im Osterley gestrandeter Bagger.

Die im Jahre 1923 im Wattenmeer geleisteten Arbeiten waren somit bis auf geringe Reste vernichtet. Nur der vom Festlande herausgebaute gepflasterte Kleidamm hatte wenig gelitten. Nach Beendigung der Aufräumungsarbeiten ruhten die Arbeiten am Dammbau. Während des Winters schlickten die Baggerstellen vollständig zu.

Nach den schlechten Erfahrungen des Jahres 1923 war es notwendig, die bisher geplante Bauweise des Spülens zwischen Buschdämmen aufzugeben und den Dammbau so fortzuführen, daß er auch während der Ausführung starken Wellenangriffen standhalten konnte und durch die Konstruktion der Spüldämme Gewähr dafür geboten wurde, daß der Boden liegen blieb. Die Bauweise mußte ferner so gestaltet werden, daß es möglich war, die bei Verringerung des Durchflußquerschnittes sich vor Kopf verstärkende Strömung abzudämmen, was mit der Spülung zwischen Buschdämmen nicht zu erreichen war. Außerdem mußte Vorsorge getroffen werden, gleichzeitig mit dem Vorbau eine leistungsfähige Gleisanlage vorzustrecken, damit bei etwa eintretenden Gefahren in kürzester Frist große Baustoffmengen zur Sicherung an die Gefahrpunkte gebracht werden konnten.

Es wurde daher beschlossen, zunächst nur probeweise im Osterley an dem Südfuße des Dammes eine bis zur Höhe NN + 1,10 m, das ist 0,25 m über MHW reichende Spundwand zu schlagen. Diese war durch zwei seitliche Pfahlreihen, die zugleich ein Gleis trugen, abzusteifen. Gegen die Angriffe der See war die Spundwand durch beiderseitige Einschüttung mit Steinen in der Neigung 1 : 1½ zu sichern.

Sobald es die Eisverhältnisse im Wattenmeer gestatteten, wurde mit dem Bau der Spundwand anschließend an den bestehenden Kleidamm von Stat. 2 + 350 nach Westen begonnen. Spundwand und Absteifungspfähle wurden von leichten mit Hand geschlagenen Gerüsten aus mit Handzugrammen gerammt, alsdann verzimmert und verbolzt. Auf der Holzkonstruktion wurde Gleis von 90 cm Spur verlegt und die Spundwand von dem Gleis aus beiderseitig mit Steinen eingeschüttet.

Beim Vortrieb der Spundwand durch das Osterley nach Westen verstärkte sich mit der Einschnürung des Durchflußquerschnittes die Strömung allmählich derartig, daß vor Kopf Kolke von 7 bis 9 m unter MHW entstanden, die beim Weiterbau trotz Sicherung der Wattsohle durch Steinschüttung auf Buschlagen vor Kopf mitwanderten. Es mußten daher schwere Gerüste gebaut werden, von denen aus Spundbohlen bis zu 10 m Länge gerammt wurden.

Um das mit dem Vorbau der Spundwand gleichzeitige Vortreiben des Kolkes zu begrenzen, wurde schließlich westlich des Kolkes auf hohem Watt ein Stück Spundwanddamm hergestellt und mit Steinen gesichert, und dann wurde von beiden Seiten der Kolk geschlossen.

Bei der zunehmenden Verengung der Durchflußöffnung stellten sich bei steigender Flut und bei abfallendem Wasser auf beiden Seiten der Spundwand Wasserspiegelunterschiede von mehr als 1 m mit entsprechend starkem Wasserdurchsturz ein. Mitte Oktober gelang es, mit 12 m langen eisernen Spundbohlen die Öffnung des Osterleys zu schließen, das durchgehende Gleis bis Stat. 3 + 700 vorzustrecken und die Spundwand durch Schüttsteine zu schützen. Für die Verbauung der letzten 440 m breiten Öffnung des Osterleys waren trotz größter Anstrengungen drei Monate gebraucht worden.

Während dieser ganzen Zeit war ein kleiner Spülbagger auf der Baustelle tätig, um die jeweils durchbauten Kolke mit Spülboden zu füllen. Derart sind etwa 50 000 m³ Boden eingebracht worden.

Die Trockenförderung vom Festlande aus war der Unternehmung Philipp Holzmann A.-G., Frankfurt a. M. übertragen worden. Diese hatte auf dem Wiedingharder Vorlande an der dänischen Grenze zwei Lübecker B-Bagger aufgestellt. Zur Verbindung der Entnahmestelle mit der Dammbaustelle war auf dem Vorlande ein etwa 4 km langes Transportgleis vorgestreckt worden. Trotz aller Anstrengungen gelang es dem Unternehmer in diesem Jahre nicht, mehr als etwa 150 000 m³ Kleiboden zu fördern, d. h. der Damm wurde bis zur Höhe von NN + 3 m auf 1200 m Länge fertiggestellt. Diese verhältnismäßig geringe Leistung erklärt sich

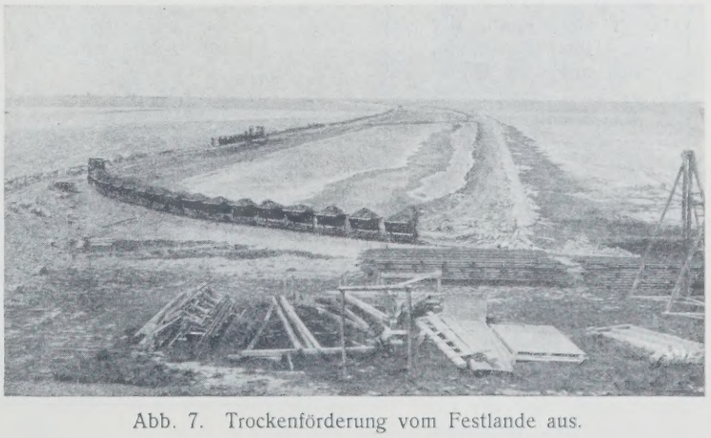


Abb. 7. Trockenförderung vom Festlande aus.

dadurch, daß es auf dem nassen Vorlande nicht gelang, die lange Strecke fahrbar zu halten. Trotz ständigen Einsatzes einer Stopfkolonne von 30 bis 40 Mann verging kein Tag ohne häufige Entgleisungen von Lokomotiven und Wagen. Außerdem genügte die wegen der Sturmflutgefahr vertraglich vorgesehene Baulänge der Dammschüttung von 500 m nicht, um die bei feuchtem Kleiboden notwendige Zahl von Kippen einzurichten. Die Kippen mußten meistens nach jeder Schüttung einige Tage abtrocknen, um befahrbar zu werden. Der im Trockenbetriebe geförderte sandige Kleiboden hielt bei Überflutungen dem Wellenschlage erheblich besser stand als der gespülte Boden. Die Verluste an Kleiboden bei Sturmfluten waren gering (Abb. 7).

Neben den Trockenschüttungsarbeiten gingen die Böschungspflasterarbeiten im Eigenbetriebe planmäßig einher. Sobald ein Böschungsstück fertig geschüttet war, wurde es innerhalb weniger Tage mit Böschungspflaster von etwa 700 kg/m² Gewicht geschützt. Nachdem der Unternehmer seine Arbeiten im Spätherbst eingestellt hatte, wurde auch der Kopf der Schüttung zum Schutze gegen Sturmfluten abgepflastert.

Die im Jahre 1924 gewählte Bauweise hatte sich im großen und ganzen bewährt. Es war aber notwendig, den Bau schneller zu fördern. Ein schneller Baufortschritt war schon durch das Interesse der Reichsbahn und die befristeten Abmachungen mit Dänemark über den gastfreien Durchgangsverkehr über Hoyerschleuse bedingt. Ferner aber lag die Gefahr nahe, daß sich bei langsamem Baufortschritt die offen bleibende Strecke durch den dauernd hin und her gehenden Gezeitenstrom vertiefen und dann Schwierigkeiten bereiten würde. In der Nähe von Sylt war das Watt verhältnismäßig tief. Die Schlußstelle des Dammes durfte daher nicht hierher verlegt werden, sondern es mußte auch von der Insel Sylt aus vorgebaut und die Schlußstelle auf das hohe Watt zwischen Stat. 6 und 7 gelegt werden. Das Abschneiden der Strömung sollte auf der ganzen noch offenen Strecke von Stat. 3 + 700 bis zur Insel Sylt mit dem im Osterley erprobten Spundwanddamm geschehen. Für das Schließen der vorhandenen Priele, insbesondere des Holländer Lochs, waren allerdings besondere Vorkehrungen zu treffen.

Das Durchrammen der großen Priele war, wie sich im Osterley gezeigt hatte, zeitraubend, recht teuer und unter Umständen sogar unmöglich, nämlich wenn durch Auskolkungen so große Tiefen entstanden, daß sie mit Spundwänden nicht mehr zu durchbauen waren. Auch war zu befürchten, daß die Strömung beim Durchrammen der Priele mit dem Vortrieb wandern und dauernd Kolke verursachen würde. Der Vortrieb war daher von der Strömung zu entlasten, d. h. die Priele waren zunächst offen zu lassen. Um Auskolkungen in diesen Durchlaßöffnungen zu verhindern und ein späteres gefahrloses Schließen zu ermöglichen, war eine wehrartige Konstruktion anzuwenden, durch die die Flut- und Ebbeströmungen während des Weiterbaues des Spundwanddammes unschädlich hindurchgehen konnten.

Die örtlichen Verhältnisse auf der Sylter Seite erwiesen sich als recht günstig für den Vortrieb des Dammes von der Insel aus. Vom Westerley aus führte ein Fahrwasser, das sogenannte Landtief, bis ungefähr 500 m an die Insel (Nösse) heran; dieses Fahrwasser hatte eine Tiefe von 2,50 m bei MHW und war somit für die 2 m tiefgehenden Geräte um die Hochwasserzeit ohne Schwierigkeiten befahrbar.

Dann aber wurde auf dem Morsumer Höhenrücken durch umfangreiche Bohrungen ein tertiärer Ton erschlossen, der seiner Beschaffenheit nach zum Abdecken des Dammes geeignet war und seiner Menge nach für die westliche Dammhälfte ausreichte. Weiter wurde durch die Bohrungen Süßwasser in solchen Mengen gefunden, daß damit nicht nur die Inselbaustelle, sondern auch die Festlandbaustelle mit dem notwendigen Trink- und Betriebswasser zur Zeit des stärksten Verbrauchs versorgt werden konnte. Bisher mußte alles Süßwasser aus großer Entfernung herangeschafft werden, da in der Festlandmarsch außer durch Zisternen kein Süßwasser gewonnen werden kann. Die im Watt vorgenommenen Bohrungen zeigten zwar unmittelbar bei Nösse einen etwa 200 m breiten und 2 m tiefen Schlammgürtel, darüber hinaus aber bis zu einer Entfernung von etwa 2,5 km von Nösse grobe Sand- und Kiesschichten von mehreren Metern Mächtigkeit. Weiter östlich allerdings fanden sich nur tonige und tonig-feinsandige Schichten.

Es war vorauszusehen, daß die grobkörnigen Bodenarten ohne Verluste bis zu beträchtlicher Höhe aufzuspülen waren und für den Fall, daß die Spülung der Tonabdeckung und Pflasterung vorauseilte, auch ungeschützt den Angriffen der Wellen Widerstand leisten würden.

Zur Bewältigung der groben Bodenarten gehörte leistungsfähiges Gerät. Da die schweren Rückschläge, die auf der Festlandbaustelle erlitten waren, hier nicht befürchtet zu werden brauchten, konnte man mit gutem Grunde auf die leistungsfähigen großen Eimerbagger und Schutensauger mit festen Spülgerüsten zurückgreifen.

Mit Hinblick auf die guten Eigenschaften des zum Spülen zur Verfügung stehenden Bodens sollte möglichst bis 3,00 m über NN, also 2,15 m über MHW gespült werden. Die Schüttung des darüberliegenden schmalen Dammteiles, dessen Aufspülung nicht mehr recht lohnte, sowie die Abdeckung des Dammes mit Ton wurde der Firma Peter Fix Söhne G. m. b. H., Duisburg, übertragen, die bereits mit der Herstellung der Bahnstrecke auf der Insel beschäftigt war. Der Füllboden sollte aus dem Bahneinschnitt durch den Morsumer Höhenrücken, der Tonboden aus einer besonderen Entnahmestelle nördlich des Bahneinschnittes gewonnen werden.

Die Schwierigkeit lag bei Nösse in der Materialversorgung. Die erforderlichen Pflaster- und Schüttsteine, Hölzer, Busch und die vielen sonstigen Bau- und Betriebstoffe waren von Husum aus auf dem Seewege heranzufahren. Der anzustrebende Baufortschritt erforderte die Anlage einer leistungsfähigen Umschlageinrichtung im Landtief, die in Gestalt einer dreigleisigen Löschbrücke von 60 m nutzbarer Länge mit zwei Portaldampfdrehkranen von 2600 kg Tragfähigkeit herzurichten war.

Der Winter 1924/25 war so milde, daß sowohl der Bau dieser Löschbrücke wie auch die Einrichtung eines sturmflutfreien Lagerplatzes auf dem 800 m von der Nössespitze entfernten Morsumer Höhenrücken mit allen Gleisen, Wohn- und Magazinbaracken, Werkstätten und Bureaus bereits im Frühjahr beendet war. (Schluß folgt.)

Der Bau der Spiegelstraßenunterführung am Ostkopfe des Bahnhofes Zwickau (Sa.).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat Dr.-Ing. **Zinßer,** Zwickau.

Der Straßenverkehr zwischen der Stadt Zwickau und dem Güterbahnhofe Zwickau führte bis vor kurzem über den Bahnhofsvorplatz und von da in zwei schienengleichen Übergängen einmal über die Personenzuggleise der Linie Dresden—Hof und ferner über das Ein- und Ausfahrgleis für die Güterzüge der Richtung Chemnitz—Zwickau (Abb. 1).

Infolge des starken Zugverkehrs sowohl auf der Dresden-Hofer Hauptlinie, als auch auf dem Güterzugein- und -ausfahrgleis und des ebenfalls sehr starken Straßenverkehrs nach dem Güterbahnhofe stauten sich täglich auf dem Bahnhofsvorplatz und auf der alten Güterzufahrstraße vor den geschlossenen Schranken Lastautos und Fuhrwerke in einer für den Verkehr überaus störenden Weise.

Im Zusammenhange mit dem Umbau und der Erweiterung des Bahnhofes Zwickau waren die schienengleichen Übergänge durch den Bau einer neuen Güterzufahrstraße und einer etwa 100 m vor dem alten Bahnübergang gelegenen Unterführung in Verlängerung der Spiegelstraße zu beseitigen.

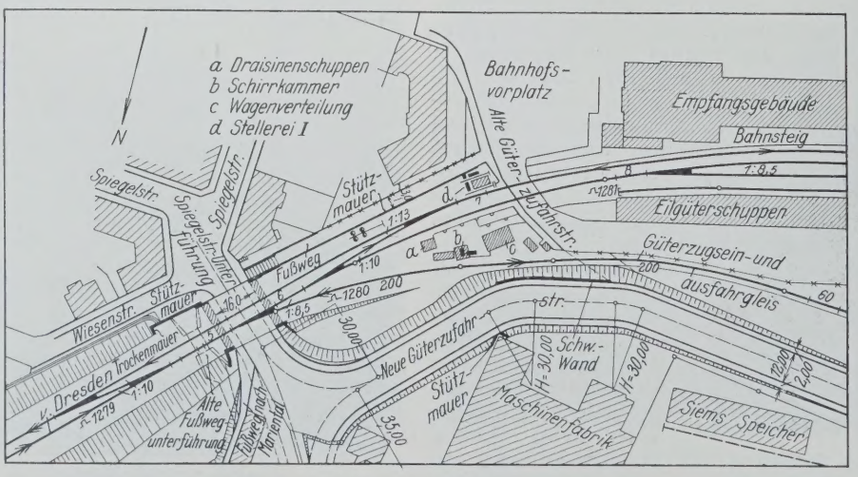


Abb. 1. Lageplan.

Für die Unterführung war eine lichte Weite von 16,00 m und eine lichte Höhe von 4,20 m vorgesehen. Ferner war das Bauwerk für den künftigen Zustand für vier Gleise und wegen künftiger Gleisverbindungen auf der Brücke mit durchgehendem Kiesbett über die ganze Breite der Brücke auszuführen. Als Überbau wurde eine Blechträgerbrücke mit 24 in Abständen von 0,75 m nebeneinanderliegenden Hauptträgern von 17,50 m Stützweite gewählt. (Längs- und Querschnitt der Brücke auf Abb. 2 u. 3.)

Der Bau mußte unter Aufrechterhaltung des Be-

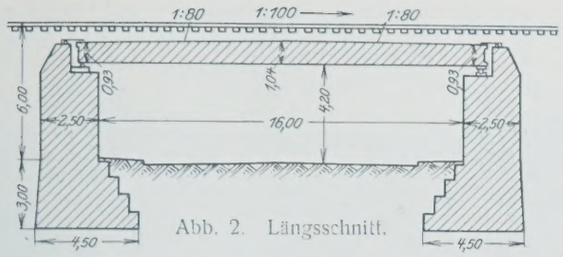


Abb. 2. Längsschnitt.

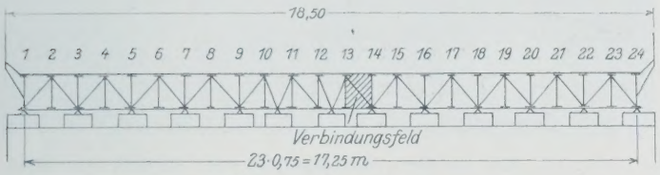


Abb. 3. Querschnitt.

triebes auf beiden Gleisen der Schnellzuglinie Dresden—Hof und auf dem an der Brückenbaustelle abzweigenden Güterzuggleis, sowie auf der kurz vor der Baustelle von links in die Hauptlinie einmündenden Industriebahn durchgeführt werden (Abb. 4). Welche Schwierigkeiten während des Baues in baulicher und in betrieblicher Hinsicht auftraten, soll nachstehend näher dargelegt werden.

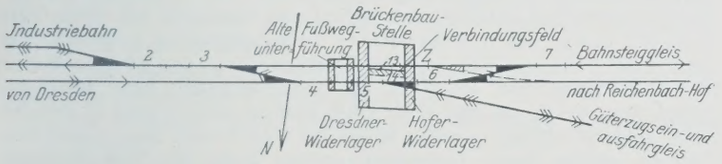


Abb. 4. Übersichtsplan.

Zunächst möge noch Abb. 5 den ursprünglichen Zustand an der Brückenbaustelle zeigen. Die neue Straße war links von der auf dem Bilde sichtbaren alten Unterführung eines Fußweges von der Spiegelstraße nach dem Stadtteil Marienthal und um rd. 1,0 m tiefer als der alte Fußweg durch den Bahnkörper hindurchzuführen (s. auch Abb. 1).

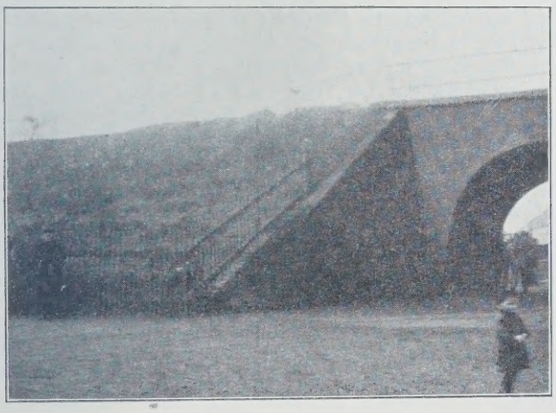


Abb. 5. Alter Zustand vor Baubeginn.

Für den Bau der Widerlager mußten 5,0 m l. l. weite und rd. 9,0 m unter S.-O. tiefe Baugruben ausgeschachtet werden. Um den Betrieb wähend des Baues der Widerlager voll aufrecht zu erhalten, wurden Gleisabfangungen eingebaut. Sie bestanden aus zufällig vorhandenen und für eine andere Brücke bestimmten I $42^1/_2$ von 9,34 m Länge. Unter jede Schiene wurden drei dieser Träger eingebaut. Für jede Gleisabfangung waren also sechs Träger erforderlich, die durch verstellbare Spannstangen und dazwischengelegte Schwellenstücke gegeneinander versteift waren. Unter der Weiche 5 über dem Hofer Widerlager lagen dreimal je drei, im ganzen also neun Träger. Als Auflager für die Träger wurden beiderseits außerhalb der Baugruben Schwellroste aus kreuzweise in zwei Lagen übereinandergelegten Schwellen hergestellt.

Der Einbau einer Abfangung erforderte die Zeit von 7 Uhr bis 14 Uhr. Während dieser Zeit mußte das Gleis, in dem eine Abfangung eingebaut wurde, gesperrt werden. Für den Einbau der Abfangungen im rechten Gleis wurde zwischen Bahnhof Mosel und Bahnhof Zwickau eingleisiger Betrieb auf dem linken Gleis eingerichtet. Außerdem wurden die Abfangungen im rechten Gleis an zwei Sonntagen, und zwar am 21. und 28. Februar 1926 eingebaut, da Sonntags die wenigen verkehrenden Güterzüge und die auf der Industriebahn von und nach dem Schlachthof fahrenden Viehzüge über das Bahnsteiggleis, also durch den Personenbahnhof, nach dem Güterbahnhofe geleitet werden konnten. Für den Einbau der Abfangungen im linken Gleis war die für den Betrieb störende und daher sehr unerwünschte Einführung des eingleisigen Betriebes zwischen Bahnhof Mosel und Bahnhof Zwickau nicht erforderlich, da hier durch die Weichen 7, 6, 4 und 3 (s. Abb. 4) die Baustellen umfahren werden konnten, was betrieblich keine besonderen Schwierigkeiten bereitete. Die Abfangungen im linken Gleis wurden daher an Wochentagen, und zwar am Freitag, den 19. und Mittwoch, den 24. Februar 1926 eingebaut.

Nach dem Einbau der Abfangungen mußte an der Baustelle in beiden Richtungen bis auf weiteres langsam gefahren werden. Trotzdem setzten sich infolge der vielen und starken Regengüsse des Frühjahrs 1926 die Schwellroste, auf denen die Abfangungsträger gelagert waren. Die Gleise mußten deshalb mehrfach durch Unterschieben von Keilen und Bohlen zwischen Gleisschwellen und Abfangungsträgern gehoben werden.

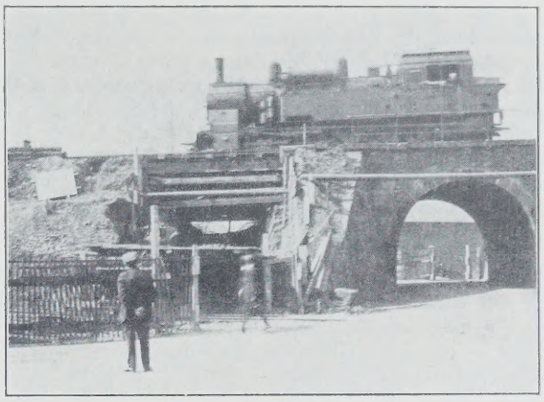


Abb. 6. Ausschachtung und Absteifung der Baugrube für das Dresdner Widerlager.

Nachdem die Abfangungen eingebaut waren, wurde sofort mit den Ausschachtungsarbeiten begonnen. Abb. 6 zeigt den ersten Durchstich durch den Bahndamm unter den Abfangungsträgern. Abb. 7 veranschaulicht die Aussteifung der Baugrube für das Dresdener Widerlager. Auf dem

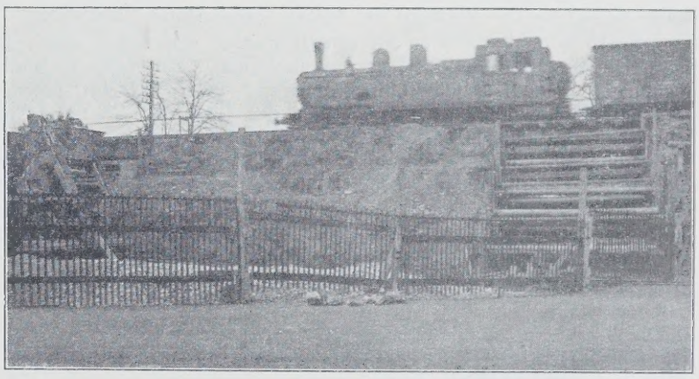


Abb. 7. Baugrube für das Dresdner Widerlager fertig ausgeschachtet und abgesteift.

Bilde sind links hinter der Betonmischmaschine auch die Baugrube und Abfangung für das Hofer Widerlager zu sehen.

Die Aussteifungen der Baugruben mußten mit besonderer Sorgfalt ausgeführt werden, zumal durch das lang anhaltende Regenwetter zu jener Zeit der Boden aufgeweicht und die Gefahr einer Rutschung um so größer war. Obwohl alle Vorsichtsmaßnahmen ergriffen worden waren, hatte sich doch einmal nach mehrtägigen Niederschlägen dicht neben dem linken Gleis, wo am Fuße des Dammes für eine parallel zu den Gleisen verlaufende und an die Brücke anschließende Stützmauer ausgeschachtet wurde, im Bahndamm ein Riß gebildet und waren die Dammassen links des Risses um etwa 10 cm eingesunken. Am 23. Mai 1926 (1. Pfingstfeiertag) mußte aus diesem Grunde das linke Gleis an der Gefahrstelle gesperrt werden, was jedoch keine wesentlichen betrieblichen Störungen verursachte, da wieder durch die Weichen 7, 6, 4 und 3 die Gefahrstelle umfahren werden konnte. Noch am selben Tage wurde die Gefahr einer weiteren Rutschung beseitigt und am nächsten Tage der zweigleisige Betrieb wieder aufgenommen.

Abb. 8 zeigt das hochbetonierte Dresdener Widerlager. Das Hofer Widerlager war ebenfalls fertiggestellt, ist aber auf dem Bilde verdeckt.

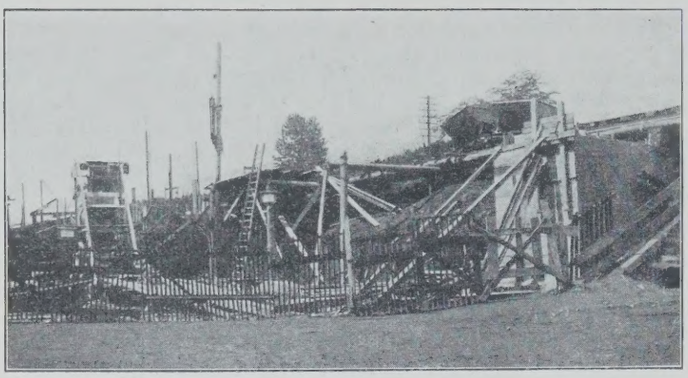


Abb. 8. Die fertigen Widerlager werden ausgeschalt.

Die Aufstellung des Eisenüberbaues war in drei Abschnitten geplant. Es sollten als erster Abschnitt die Träger 1 bis 13 (Abb. 3) links und als zweiter Abschnitt die Träger 14 bis 24 rechts neben dem Bahndamm auf Montagegerüsten zusammengebaut und unter Sperrung für kurze Zeit erst des einen und dann des anderen Gleises die beiden Brückenteile im ganzen eingeschoben werden. Als dritter Abschnitt war dann noch die zwischen den jetzigen Gleisen, aber nicht parallel zu ihnen liegende Öffnung zwischen den Trägern 13 und 14 zu schließen.

Der linke Teil des Eisenüberbaues (Träger 1 bis 13) konnte jedoch in der zweiten Hälfte des Juni 1926 auf den fertiggestellten Widerlagern in endgültiger Lage zusammengenietet werden, da zu dieser Zeit etwa 200 m vor der Brückenbaustelle die Gewölbe des auf Abb. 11 und 14 sichtbaren Viaduktes verstärkt wurden und aus diesem Anlaß kurz vor dem Viadukt in das linke Gleis eine zwischenzeitliche Weiche mit den erforderlichen Sicherheitseinrichtungen — zwischenzeitliche Stellerei, neues zweiflügeliges Signal und Gleissperre — eingebaut worden war und zwischen dieser Weiche und der Weiche 6 eingleisiger Betrieb auf dem rechten Gleis ohne wesentliche betriebliche Störungen eingerichtet werden konnte.

So war es ohne weiteres möglich, das linke Gleis zwischen und über den Widerlagern abzubrechen, die Abfangungsträger nebst Schwellrosten auszubauen und die Massen des Erdkernes zwischen den Widerlagern, soweit es für das Verlegen der Träger 1 bis 13 erforderlich war, zu beseitigen. Abb. 9 zeigt den eben beschriebenen Zustand kurz vor Beendigung der für das Verlegen der Träger erforderlichen Erdarbeiten.

Die 13 je 5,2 t schweren Blechträger wurden unmittelbar neben der Baustelle von dem rechten Gleis aus abgeladen. Da dieses in beiden Richtungen stark belastete Betriebsgleis bei jeder Zugfahrt geräumt werden mußte, wurde mit dem Abladen der Träger zu einer verkehrsschwachen Zeit am Sonntag, den 20. Juni 1926, 4 Uhr begonnen.

Es wurden hierzu zwei Krane von je 3,5 t Tragfähigkeit verwendet, die auf den Gleisstumpfen des linken Gleises beiderseits der Brücke aufgestellt worden waren. Die mit den Trägern beladenen Wagen standen auf dem Betriebsgleis zwischen den Kranwagen und waren an eine Lokomotive angehängt, um bei einer gemeldeten Zugfahrt das Betriebsgleis schnell räumen zu können. Infolge der häufigen Unterbrechungen

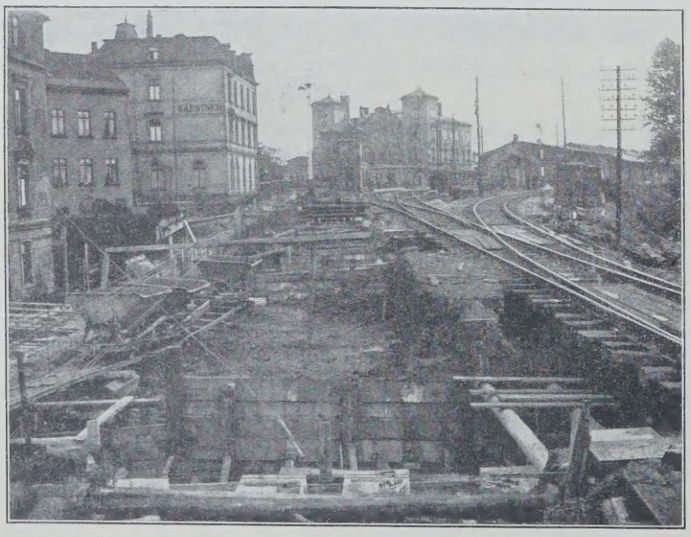


Abb. 9. Vorbereitungen zum Verlegen des Eisenüberbaues für das linke Gleis.

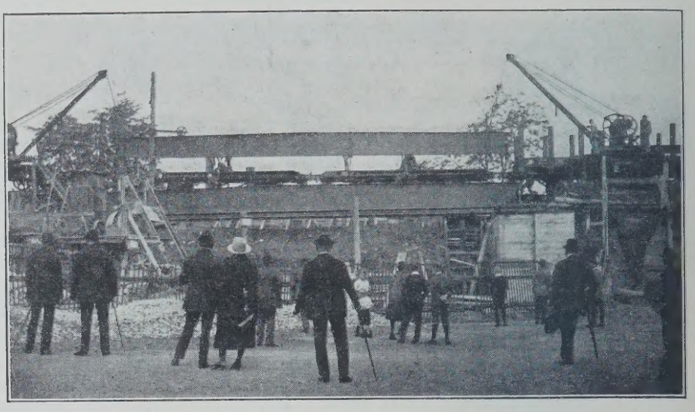


Abb. 10. Das Abladen der Träger für den linken Brückenteil.

beim Abladen der Träger durch Zugfahrten waren die 13 Träger nebst den dazugehörigen übrigen Eisenteilen für den linken Brückenteil erst um 13^{30} Uhr abgeladen. Abb. 10 veranschaulicht das beschriebene Abladen der Träger.

Während der nächsten vier Wochen wurde der linke Brückenteil zusammengenietet und auf die Lager niedergelassen, die Isolierung und für deren Schutz eine Klinkerflachschicht in Zementmörtel aufgebracht, das Kammermauerwerk betoniert und isoliert und schließlich das linke Gleis über den neuen, linken Brückenteil in Steinschlagbettung ausgelegt. Da wegen der nicht parallelen Lage der Brückenträger zu den jetzigen Gleisen der Gleisabstand von 4,0 m für das Verbindungsfeld nicht ausreichte (vergl. Abb. 4), konnte das linke Gleis zunächst nicht genau in die alte Lage gebracht werden, sondern mußte um 0,50 m nach links verschoben werden. Infolge dieser Gleisverschwenkung lagen die Schwellenköpfe bündig mit der Stirnfläche der alten Fußwegunterführung. Irgendwelche Nachteile infolge der beiderseits sehr knappen Lage des Gleises haben sich nicht gezeigt.

Wesentlich schwieriger als der Einbau des linken Brückenteiles gestaltete sich die Ausführung für den rechten Teil (Träger 14 bis 24). Da das an der Brückenbaustelle vom rechten Hauptgleise abzweigende Güterzugein- und -ausfahrgleis die einzige Verbindung mit dem Güterbahnhofe aus östlicher Richtung bildete, war eine Außerbetriebsetzung der Weiche 5 für längere Zeit unmöglich. Der rechte Brückenteil wurde daher, um ihn später fertig zusammengenietet und mit Isolierung und Schutzschicht versehen einschieben zu können, außerhalb der Gleise auf einem Montagegerüst zusammengebaut. Die Träger 14 bis 24 waren vorher zum größten Teil an einem Sonntag, der Rest an Wochentagen in Zugspausen von dem Güterzugein- und -ausfahrgleis aus ohne Zuhilfenahme von Kranen abgeladen und nach dem Montagegerüst gefördert worden. Abb. 11 zeigt den seitlich auf dem Montagegerüst zusammengebauten, aber noch nicht isolierten Brückenteil.

Mit dem Einschieben dieses Brückenteiles waren folgende Arbeiten verbunden:

1. Abbrechen und Verladen der Weichen 5 und 6 und Beseitigen der Bettungsstoffe.
2. Ausbau und seitliche Lagerung der 15 Stück Abfangungsträger I $42^1/_2$ je 9,34 m lang.
3. Gewinnen von etwa 200 m^3 Dammassen, Fördern auf i. M. 70 m Weite.
4. Einschieben des Eisenüberbaues, Niederlassen auf die Lager und Vergießen der Lagerfugen.

Abb. 11. Der außerhalb der Gleise zusammengebaute rechte Brückenteil.

5. Betonieren der Kammermauern und Isolieren der Rückenflächen.
6. Hinterfüllen der Kammermauern.
7. Einbringen der Gleisbettung.
8. Wiederauslegen, Stopfen und Verfüllen der Weichen 5 und 6.
9. Einbau von Abfangungen aus Schienenbündeln zur Entlastung der frisch betonierten Kammermauern.

Für diese Arbeiten, die Tag und Nacht betrieben werden sollten, wurden dreimal 24 Stunden vorgesehen. Aber auch für diese dreimal 24 Stunden konnte das Gleis nicht ohne weiteres gesperrt werden. Zunächst mußten für diese drei Tage die Verbindung der Weichen 6 und 7 (vergl. Abb. 4) abgebrochen, eine neue Weiche gegenüber der Weiche 6 in das linke Gleis in einer Betriebspause eingebaut — in Abb. 4 gestrichelt eingetragen und mit Weiche *Z* bezeichnet — und die Weiche *Z* mit dem rechten Gleis verbunden werden, damit die Güterzüge nicht durch das zurzeit für beide Richtungen der Dresden-Hofer Linie vorhandene einzige Bahnsteiggleis zu fahren brauchten, sondern durch das rechts danebenliegende Gleis nach der Westseite des Bahnhofes und von da nach den Gleisen des Güterbahnhofes gelangen konnten. Selbstverständlich mußte die Weiche *Z* auch in die Sicherheitseinrichtungen der Stellerei I mit einbezogen werden, um gesicherte Fahrstraßen zu behalten.

Der eingleisige Betrieb während der drei Tage konnte wieder auf eine kurze Strecke beschränkt werden, da die Arbeiten für das Verstärken des auf Abb. 14 sichtbaren Viaduktes so eingerichtet wurden, daß zur Zeit der Fertigstellung des rechten Brückenteiles auch die rechte Hälfte der Viaduktgewölbe verstärkt wurde. Der eingleisige Betrieb brauchte sich daher nur zwischen der vor dem Viadukt eingebauten Weiche und der Weiche *Z* zu erstrecken.

Für die dreitägige Außerbetriebsetzung der Weiche 5 wurden eine Reihe von betrieblichen Anordnungen getroffen.

1. Die Güterzüge durften nicht mehr als 90 Achsen in Zwickau anbringen.
2. Die Durchgangsgüterzüge Riesa—Chemnitz—Zwickau—Reichenbach und Dresden—Chemnitz—Zwickau—Reichenbach wurden während der Sperrung über Leipzig—Engelsdorf umgeleitet, so daß sie Zwickau nicht berührten.
3. Der Industriebahnzug durfte nur Wagen für eine Werkbahn führen. Weitere Anschlußgleise wurden nicht bedient.
4. Arbeitszüge durften nicht verkehren.
5. Bedarfszüge sollten nur in ganz dringenden Fällen verkehren.
6. Bahnhof Mosel hatte zwei Gleise zur zeitweisen Aufstellung eines Güterzuges von 90 Achsen für den Bedarfsfall freizuhalten.
7. Auf Bahnhof Reichenbach waren aus den Güterzügen die Lasten für Zwickau herauszunehmen und mit den folgenden Zügen nach Zwickau zu senden.
8. Die Durchgangsgüterzüge aus Richtung Reichenbach hatten tunlichst Wasser auf Vorstationen zu nehmen.
9. Die Zugfolge wurde an Hand besonders aufgestellter, bildlicher Gleisbesetzungspläne geregelt.

Am Sonnabend, den 31. Juli 1926, um 21 Uhr sollten die Arbeiten für die Einschiebung des rechten Brückenteiles beginnen. Der Eisenüberbau war termingemäß fertiggestellt und isoliert und die Isolierung mit einer Klinkerflachschicht in Zementmörtel abgedeckt worden.

Am Nachmittag des 31. Juli wurde die Verbindung der Weichen 6 und 7 abgebrochen und das rechte Gleis an die bereits früher eingebaute Weiche *Z* angeschlossen. Ferner war eine elektrische Lichtleitung nach der Baustelle gelegt worden, um diese für die Arbeiten bei Nacht mit zwei je 1000 Kerzen starken Lampen zu beleuchten.

Als weitere Vorbereitung war an den Tagen vorher auf dem rechten Gleis, das wegen der Arbeiten am Viadukt bereits bis zur Weiche 4 (s. Abb. 4) gesperrt war, eine neue Weiche zusammengebaut worden, die an Stelle der alten Weiche 5 über dem rechten Brückenteil eingelegt werden sollte.

Die Betriebsanweisung war herausgegeben und somit alles für die Außerbetriebsetzung der Weiche 5 und für den Beginn der Arbeiten vorbereitet. Am späten Nachmittag wurde auf einmal beobachtet, daß sich infolge des stark aufgeweichten Bodens das Montagegerüst auf der einen Seite senkte und etwas zur Seite schob. Der Eisenüberbau konnte aus dieser veränderten Lage nicht mehr auf die Widerlager eingeschoben werden. Es war nötig, erst zwei große Schwellenstapel unterzubauen und danach den Eisenüberbau wieder in die richtige Lage zu bringen. Infolge dieses unerwarteten Ereignisses mußten Gleissperrungen und Arbeitsbeginn am späten Nachmittag des 31. Juli telegraphisch abgesagt und um eine Woche, also auf den 7. bis 10. August 1926, verschoben werden.

Am Sonnabend, den 7. August, um 21 Uhr traten dann die Sperrung des Güterzugein- und -ausfahrgleises und die herausgegebenen Betriebsanweisungen in Kraft.

Zunächst wurde die auf dem rechten Gleis vor Weiche 4 zusammengebaute Weiche (künftige Weiche 5) mit einer Lokomotive soweit als möglich an ihre Verwendungsstelle vorgezogen. Dann folgte der Ausbau der Weichen 5 und 6 und deren sofortige Verladung auf Bauwagen.

Die Abfangungsträger über dem Dresdener Widerlager wurden mittels Winden angehoben, mit einer Seilwinde auf dem Geleise entlang gezogen und beiderseits des rechten Gleises gelagert. Die Träger über dem Hofer Widerlager dagegen wurden durch eine auf dem Güterzugein- und -ausfahrgleis stehende Lokomotive herausgezogen und auf dem Gleis bis zur Ablagerung rechts des Gleises entlang geschleift.

In der Nacht vom Sonnabend zum Sonntag 1^{30} Uhr waren diese Arbeiten beendet. Schon vorher war mit den Erdarbeiten begonnen worden. Sie wurden die ganze Nacht hindurch und während des Sonntags weitergeführt, dabei durch starke Niederschläge überaus erschwert, und waren am Sonntag 18^{30} Uhr beendet.

Bereits am Sonntag früh wurde mit dem Zusammenbau der neuen Weiche 6 auf dem Güterzugein- und -ausfahrgleis hinter der Brückenbaustelle begonnen, um sie ebenso wie die bereits zusammengebaute neue Weiche 5 im ganzen einschieben und auf diese Weise am letzten Tag der Sperrung an Zeit sparen zu können.

Für das Einschieben des Eisenüberbaues waren die Brückenträger auf Differdinger Träger und dazwischengeschobene Stahlrollen gelagert worden. Am Montag vormittag wurde dann der rd. 122 t schwere Überbau mittels gewöhnlicher Handwinden eingerollt, die sich gegen Verschraubungen an den Differdinger Trägern stützten.

Diese Arbeit war nach etwa $2^1/_2$ Stunden erledigt, aber das Niederlassen des Überbaues auf die Lager und das genaue Einschieben in die richtige Lage dauerte sehr lange, da die Querverbindungen des Verbindungsfeldes hierbei sehr störten und es mühsamer Arbeit bedurfte, bis endlich die Träger richtig lagen und die Lagerfugen vergossen werden konnten.

Abb. 12 zeigt eine Aufnahme nach dem Einschieben des Überbaues. Auf dem Bilde links sind die auf dem linken Gleis in einer Zugpause zum Abladen bereitgestellten Wagen mit Steinschlag sichtbar.

Infolge der Verzögerung beim Niederlassen des Eisenüberbaues konnte erst am Montag abend mit dem Betonieren der Kammermauern begonnen werden. Für die Betonherstellung wurde hochwertiger Zement verwendet, um möglichst bald eine größere Festigkeit des Betons zu erhalten. Die Betonierungsarbeiten gingen wieder die ganze Nacht hindurch und waren am Dienstag früh, dem letzten zur Verfügung stehenden Tage, beendet.

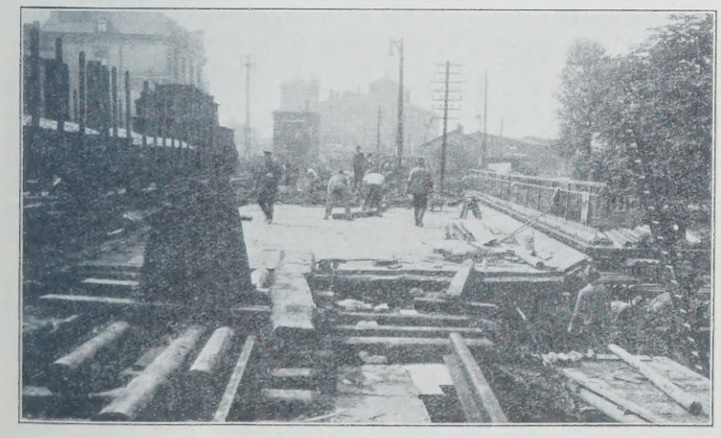


Abb. 12. Nach der Einschiebung des rechten Brückenteiles.

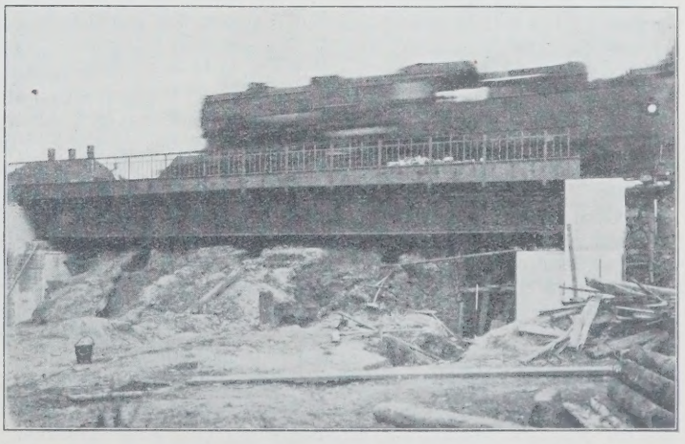


Abb. 13. Nach Aufhebung der dreitägigen Sperrung des rechten Gleises.

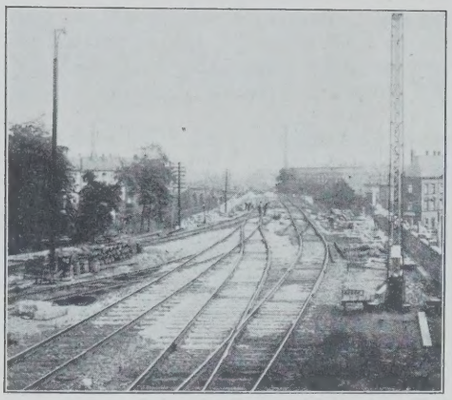


Abb. 14. Fertigstellung des Verbindungsfeldes.

Auf den Rückenflächen der Kammermauern war eine Ziegelflachschicht mit hochgeführt worden, um auf den frischen Beton sofort die Isolierung aufbringen zu können. Die Isolierung wurde am Dienstag vormittag hergestellt und durch eine über die Isolierung verlegte Ziegelflachschicht in Zementmörtel geschützt.

Hierauf wurde vorsichtig hinterfüllt, während die Innenflächen der Kammermauern noch längere Zeit eingeschalt und gegen den Eisenüberbau abgesteift blieben.

Nunmehr konnten die außerhalb zusammengebauten Weichen 5 und 6 eingeschoben, angeschlossen, gestopft und verfüllt werden. Zur Entlastung der frisch betonierten Kammermauern wurden Schienenbündel eingebaut, an die das Gleis über den Kammermauern angehängt wurde.

Nach dem Bauplan und den Betriebsanweisungen war das Gleis bis Dienstag, den 10. August, 19 Uhr gesperrt. 18^{30} Uhr waren die Arbeiten beendet, und es konnte die Weiche 5, nachdem mit einer schweren Lokomotive einige Probefahrten über den neuen Brükkenteil ausgeführt worden waren, für Zugfahrten von und nach dem Güterbahnhof Zwickau wieder fahrbar gemeldet werden. 18^{50} Uhr fuhr der erste Güterzug über den neuen, rechten Brückenteil durch die neue Weiche 5 nach den Gütergleisen.

Abb. 13 zeigt den fertigen, rechten Brückenteil mit einem darüberfahrenden Güterzuge.

Am folgenden Tage wurde in einer Betriebspause die Verbindung der Weiche *Z* mit dem rechten Gleis wieder unterbrochen, das rechte Gleis an die Weiche 6 angeschlossen und die Verbindung zwischen den Weichen 6 und 7 unter gleichzeitiger Änderung der Sicherheitseinrichtungen in der Stellerei I hergestellt.

Auf Abb. 14 ist die Gleisanlage nach Fertigstellung des rechten Brückenteiles zu sehen. Es wird an der Isolierung des Verbindungsfeldes gearbeitet. Ferner sind die oben beschriebene Ausbiegung des linken Gleises (auf dem Bilde rechts) und die in dem Gleise noch vorhandene, zwischenzeitlich eingebaute Weiche *Z* zu erkennen.

Abb. 15. Die fertige Brücke.

Nachdem das Verbindungsfeld zwischen den beiden Brückenteilen hergestellt und mit Gleisbettungsstoffen verfüllt war, konnte das linke Gleis wieder in seine richtige Lage gebracht werden. Die Gleisverschwenkung wurde gleichzeitig mit dem Ausbau der Weiche *Z* ausgeführt. Während dieser Arbeiten wurden die Arbeitstellen wieder mittels der Weichen 7, 6, 4 und 3 umfahren.

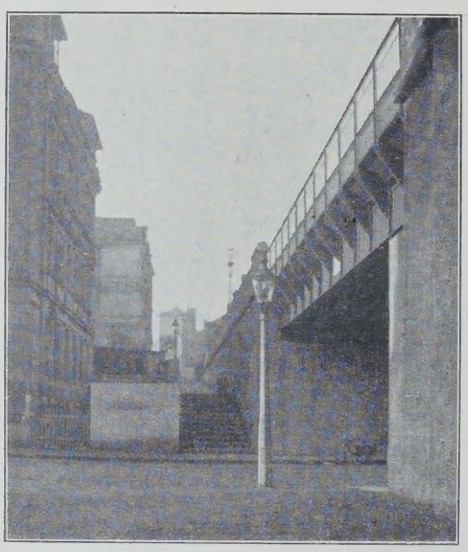


Abb. 16. Die fertige Brücke und der Fußweg nach dem Bahnhofsvorplatz.

Bisher waren von dem Erdkern zwischen den Widerlagern nur soviel Massen abgefördert worden, als für das Verlegen des Eisenüberbaues erforderlich waren (vergl. Abb. 13). Nach Fertigstellung des Eisenüberbaues konnten die übrigen Massen gewonnen und abgefördert und das Straßenkreuz Spiegelstraße-Wiesenstraße (vergl. Abb. 1) der Höhenlage der neuen Straße entsprechend abgesenkt werden.

Sobald der unter der alten Wölbbrücke liegende Fußweg durch die neue Unterführung verlegt werden konnte, wurde die alte Wölbbrücke mit den übrigen Massen des Erdkernes soweit als möglich verfüllt.

Für den Abbruch und die endgültige Verfüllung des linken Teiles des alten Gewölbes wurde nochmals durch die Weichen 7, 6, 4 und 3 die Baustelle umfahren, während für Abbruch und Verfüllung des rechten Gewölbeteiles zwischen Bahnhof Mosel und Bahnhof Zwickau nochmals an einem Sonntage eingleisiger Betrieb auf dem linken Gleise eingeführt wurde.

Die Abb. 15 und 16 zeigen die fertige Brücke mit den beiderseits anschließenden Stützmauern.

Alle Rechte vorbehalten.

Abdichtung von Bauwerken.

Von Dipl.-Ing. **K. E. Schonnopp,** Charlottenburg.

Die Frage der Abdichtung von Bauwerken im Grundwasser gegen Wasserdurchlässigkeit wird in Deutschland fast durchweg dadurch gelöst, daß man eine wasserundurchlässige Dichtungsschicht anbringt. Als Hauptbestandteil hat sich besonders Teer oder Asphalt als geeignet erwiesen. Ein einfaches Bestreichen der in Frage kommenden Flächen mit heißem Steinkohlenteer dürfte indessen im Erdreich nicht sehr wirksam sein, da schon die scheuernde Wirkung des später angefüllten Erdbodens wieder einen Teil des Dichtungsüberzuges entfernt. Immerhin wird durch das Eindringen der Teerflüssigkeit in die Hohlräume des Mörtels und der Steine ein gewisser, wenn auch nicht vollständiger Wasserschutz erzielt. Flüssiger Asphalt, Gußasphalt, eignet sich wohl dazu, in einer je nach den Umständen bis zu 5 cm dicken Schicht als Sohlendichtung angewandt zu werden, ist aber schon schwieriger als Wanddichtung, vor allem an der Außenseite der Bauwerke anzubringen. Denn den wirksamsten Schutz gegen eindringendes Wasser bildet naturgemäß eine im Trockenen an der Außenseite des zu schützenden Bauwerks angebrachte Dichtungsschicht.

Bei Bauwerken, wo unter allen Umständen trockene Räume unterhalb des Grundwasserspiegels hergestellt werden müssen, sind weitgehendere als die bisher genannten Sicherheitsvorkehrungen zu treffen. Es hat sich als zweckmäßig herausgebildet, eine Asphaltdichtung mit Einlagen anzuwenden, die als Außendichtung angebracht wird. Als Einlage benutzt man Teerpappe, d. h. mit Teer getränkte Rohpappe, von der je nach der erforderlichen Dicke der Dichtungsschicht bis zu vier Papplagen aufeinandergelegt werden, die durch Asphaltkittschichten miteinander verklebt sind. Der Asphaltkitt besteht hauptsächlich aus einer Mischung von Naturasphalt und Kunstasphalt, einem Nebenerzeugnis der Steinkohlenverwertung. Vorbedingung für eine gute Dichtung ist aber neben einer vollkommenen, im Trockenen ausgeführten Arbeit eine sehr sorgfältige Herstellung der einzelnen Lagen und dabei ein sattes Aufliegen, vor allem der ersten Papplage auf der äußeren Schutzschicht. Eine solche Schutzschicht in Gestalt einer Ziegelflachschicht oder einer Betonschicht von etwa 10 cm Dicke ist erstens notwendig, um die gegen Beschädigungen sehr empfindliche Dichtungsschicht nach außen hin zu überdecken, und zweitens, um eine feste glatte Auflagerfläche für die Dichtung zu schaffen.

Die mannigfaltige Anwendung von Dichtungsschichten soll an einigen Beispielen gezeigt werden. Die angeführten Bauten sind sämtlich von der Siemens-Bauunion, Berlin, ausgeführt; dabei wurden die Klebearbeiten zum Teil von den Firmen Arido Abdichtungs-G. m. b. H. und Biehn & Co. geleistet. Zunächst sei eine Sohlendichtung besprochen, die von der Siemens-Bauunion selbst ausgeführt wurde und sich bewährt hat. Es handelt sich um einen Hochbehälter bei Trier, dessen Sohle gegen Wasserverluste des Behälters sowie gegen Eindringen von Sickerwasser zu dichten

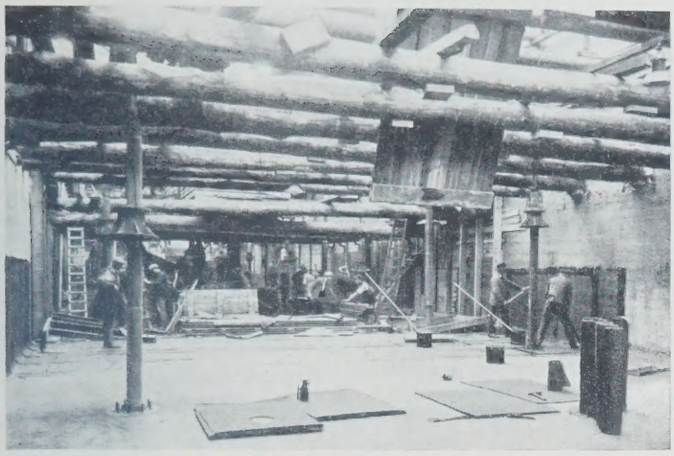


Abb. 1. Dichtung der Sohle des unterirdischen Umformerwerks in Leipzig.

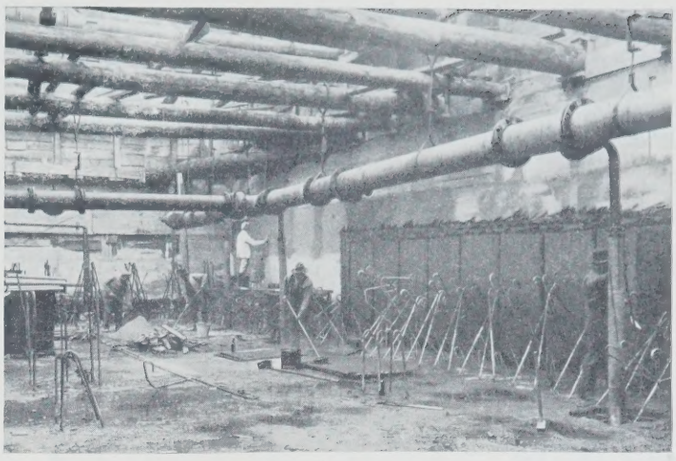


Abb. 2. Dichtung der Wände des unterirdischen Umformerwerks in Leipzig.

war; Grundwasser war in diesem Falle nicht vorhanden. Auf eine etwa 10 cm starke Betonschicht, die auf dem gewachsenen Boden aufgebracht war, wurden zwei Schichten Teerpappe nacheinander mit heißem Steinkohlenteer aufgeklebt und dann die eigentliche eisenbewehrte Sohle des Behälters daraufgelegt. Die Wände des Behälters, bei denen ein etwaiger Wasserverlust eher festgestellt werden kann, da sie im Gegensatze zur Sohle frei stehen, wurden innen durch einen wasserdichten Vorsatzputz, dem Ceresit beigemengt war, gedichtet; ebenso erhielt auch noch der Boden des Behälters diesen Putz.

Ein weiteres Beispiel für die Dichtung eines Betonkörpers gegen Wasserverluste bildet die Ausführung einer großen Talsperrenmauer. Diese 65 m hohe Sperrmauer mit einer Kronenlänge von 380 m staut das Wasser 42,5 m hoch auf. Auf vollkommene Wasserundurchlässigkeit der am Fuße 50 m und in der Krone 6 m breiten Betonmauer mußte besonderer Wert gelegt werden. Ihre dem Stausee zugekehrte Seite wurde deshalb zunächst in der unteren Hälfte mit einer dreifachen Dichtungsschicht aus Asphaltpappe und Asphaltkitt beklebt, nachdem vorher die Kernmauer mit einem zweifachen Torkretputz versehen worden war. In der unteren Hälfte der Mauer war die äußere Torkretschicht glattgestrichen worden, um ein gutes Anliegen der Dichtungshaut zu gewährleisten. Eine 80 cm starke Schutzschicht, die ihrerseits wiederum mit einem Torkretputz versehen wurde, bedeckte die Dichtungshaut.

Weit häufiger als gegen Wasserverluste sollen die Dichtungsschichten jedoch gegen das Eindringen von Wasser Schutz bieten. So müssen alle Kellerräume, unterirdischen Schalträume, wie sie in Großstädten wegen Raummangels über dem Boden mehrfach zur Ausführung gelangten, Untergrundbahntunnel und sonstigen Bauwerke, die im Grundwasser stehen, gegen dieses abgedichtet werden. Wie bereits gesagt, muß in einer Baugrube vor Beginn der Dichtungsarbeiten erst für vollständige Trockenlegung der Sohle und Wände Sorge getragen werden. Man erreicht dies, wenn eine sogenannte offene Wasserhaltung, das ist Abpumpen des sich in der Baugrube sammelnden und nach einem Pumpensumpf geleiteten Wassers keine vollständige Trockenlegung möglich macht, am zweckmäßigsten durch Einbau einer aus Filterbrunnen bestehenden Grundwassersenkungsanlage.

Bei beschränktem Raum in der Baugrube oder bei beträchtlichem Wasserandrang, hervorgerufen durch große Durchlässigkeit der Bodenschichten oder große Ausdehnung der Baugrubensohle, läßt es sich oft nicht vermeiden, die erforderlichen Filterbrunnen in den Raum des zu errichtenden Bauwerkes selbst hineinzustellen. Da ja nun die Brunnenanlage so lange in Betrieb bleiben muß, bis alle Arbeiten unter dem normalen Grundwasserspiegel beendet sind, müssen besondere Vorkehrungen getroffen werden, um die Sohle auch trotz der während ihrer Ausführung bleibenden Löcher für die Brunnen in ihrer Gesamtausdehnung vollkommen wasserdicht herstellen zu können. Die Lösung dieser wichtigen Frage ist durch die sogenannten Brunnentöpfe gegeben. Sie bestehen aus zwei Teilen, von denen der untere mit Stiftschrauben versehene Teil um den Brunnen herum in die Sohlenschutzschicht einbetoniert wird. Die Asphaltpappen-Dichtungsschicht wird dann bis dicht an die Brunnen heran geklebt und der obere Teil des Brunnentopfes mit breitem Fuß, der die Dichtungsschicht in einem gewissen Kreisring um den Brunnen herum überdeckt, heruntergelassen und an den Stiftschrauben befestigt.

Dieser Dichtungsvorgang wird durch Abb. 1 veranschaulicht, die die Arbeiten beim Bau des 20 000-kW-Umformerwerkes Mitte unter dem Roßplatz in Leipzig darstellt. Es handelt sich bei dem abgebildeten Teil des Bauwerkes um die am tiefsten gelegene Sohle, die 17 m unter Geländeoberfläche und 7 m unter dem normalen Grundwasserspiegel liegt. Links im Vordergrunde ist der untere Teil eines Brunnentopfes in die Sohlenschutzschicht einbetoniert, die um den Brunnen anzubringenden Lagen der Asphaltpappe liegen bereit; rechts im Vordergrunde ist die Sohlendichtung auch um einen Brunnen herum bereits aufgebracht, und die Wanddichtung wird gerade geklebt; im Hintergrunde rechts ist die Sohlenschutzschicht noch nicht eingebracht, so daß beide Teile der Brunnentöpfe noch an dem Brunnen aufgehängt sind. Abb. 2 zeigt die Arbeiten an derselben Sohle, nachdem der Sohlenbeton bereits eingebracht ist und nunmehr die dreifache Wanddichtung weiter hochgeführt wird. In dem rechts im Vordergrunde um einen Filterbrunnen herum sichtbaren Loch befindet sich, mit der Unterkante des Sohlenbetons abschließend, der obere Teil eines Brunnentopfes. Das Loch wird, nachdem der Brunnen gezogen ist und der Brunnentopf mit einem Deckel verschraubt ist, mit Beton ausgefüllt.

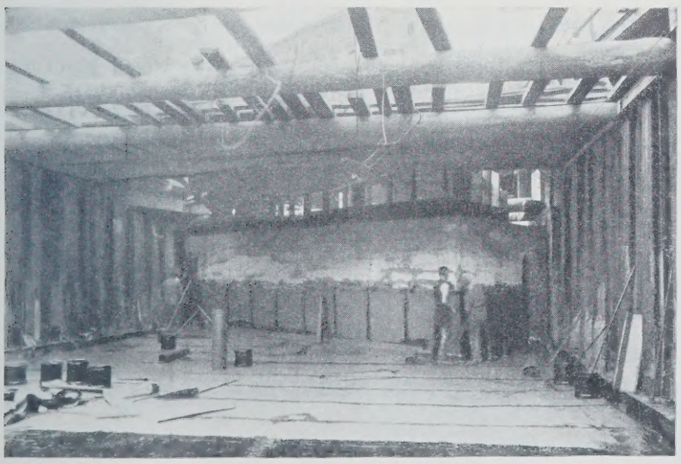


Abb. 3. Deckendichtung des Untergrundbahntunnels unter dem Landwehrkanal an der Cottbusser Brücke in Berlin.

Abb. 4. Deckendichtung eines Untergrundbahntunnels in Berlin.

Wesentlich einfacher als die eben beschriebenen Dichtungsarbeiten an Sohle und Wänden der tief in den Boden reichenden Bauwerke gestaltet sich die Dichtung der Decken. Abb. 3 zeigt, wie auf der Decke des im Zuge der A.E.G.-Bahn gebauten Untergrundbahntunnels unter dem Landwehrkanal an der Cottbusser Brücke in Berlin die Abdichtung zum Anschluß an die südliche Ufermauer hergestellt wird. Dieser Tunnel

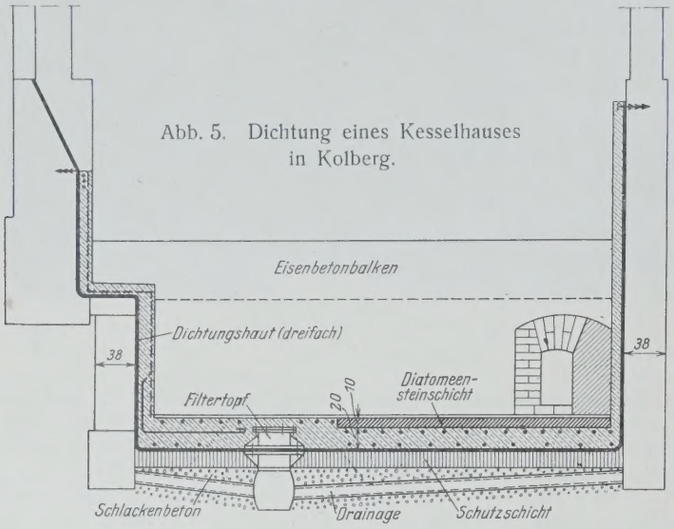


Abb. 5. Dichtung eines Kesselhauses in Kolberg.

wurde im unteren Teil mit einer vierfachen, im mittleren bis 1 m über den Grundwasserspiegel reichenden Teil mit dreifacher, weiter oben und auf der Decke mit zweifacher Dichtung versehen. Abb. 4 läßt die Arbeiten zur Dichtung der Decke des Untergrundbahntunnels in der Neuen Friedrichstraße in Berlin erkennen. Diese Dichtung dient, da sie oberhalb des Grundwasserspiegels liegt, lediglich zur Abhaltung der Tageswässer.

Bei den folgenden beiden Ausführungen war dagegen sowohl eine Dichtung gegen Grundwasser als auch eine Wärmeisolierung herzustellen. Bei der Dichtung eines Heizkellers in Kolberg wurde, wie aus Abb. 5 ersichtlich, der schraffierte Eisenbetontrog in den Kellerraum eingebaut. Zur Trockenhaltung der Baugrube diente u. a. ein Pumpensumpf im Heizraum selbst, dessen Brunnentopf in der Zeichnung sichtbar ist. Die Asphaltdichtungsschicht bestand aus dreifacher Papplage, wobei der Asphaltkitt eine besondere Zusammensetzung erhielt, um den dort am Platze auftretenden schädlichen Verunreinigungen des Grundwassers entsprechend besonders widerstandsfähig zu sein. Die Isolierung gegen Leitung der Wärme wurde durch Anbringen einer Diatomeensteinschicht auf der Kellersohle, sowie Herstellung der außenseitigen Fuchsmauer ebenfalls aus Diatomeensteinen erreicht. Diese Wärmeisolierung mußte angebracht werden, um die Asphaltdichtung nicht höheren Temperaturen auszusetzen, als sie ohne Beeinträchtigung ihrer Dichtungsfähigkeit ertragen kann; die Grenze der zulässigen Temperatur liegt je nach der Zusammensetzung des Kittes zwischen 30 und 40 °.

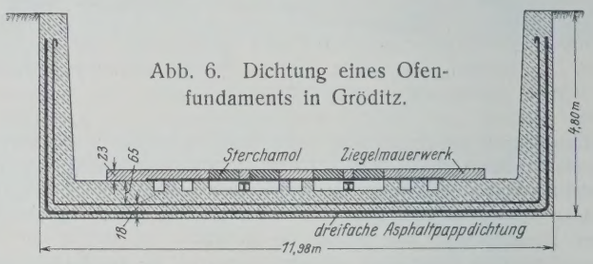


Abb. 6. Dichtung eines Ofenfundaments in Gröditz.

Bei der Herstellung eines Ofenfundamentes in Gröditz, von dem ein Schnitt in Abb. 6 wiedergegeben ist, mußte wegen der hohen Temperaturen, die trotz der Wärmeisolierung, die durch Sterchamol-Steine erzielt wurde, noch vorhanden bleibt, für die Asphaltpappdichtung ein besonderer Asphaltkitt benutzt werden, der Temperaturen bis zu 120 ° zu ertragen imstande ist, ohne dabei seine Konsistenz und seine Klebefähigkeit einzubüßen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Februar erschienene Heft 3 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. Fritz Emperger: Zum wirtschaftlichen Wettbewerb zwischen Eisen und Eisenbeton im Brückenbau. — Bauingenieur Willy Wolf: Die Erweiterung des Kaiser-Friedrich-Bades in Saarbrücken. — Dr. techn. Ing. Alfred Habel: Die Einflußlinien des senkrecht zur Tragwandebene belasteten zweistieligen Rahmens und ihre Anwendung bei der Berechnung räumlich beanspruchter mehrstieliger Rahmenträger. — Dipl.-Ing P. F. Unterberger: Betonkontrolle in China.

Geheimrat Cauer 70 Jahre alt. Am 13. Februar vollendet der Professor für Eisenbahnbetrieb an der Technischen Hochschule Berlin, Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Wilhelm Cauer, sein siebzigstes Lebensjahr. Geheimrat Cauer, der in körperlicher und geistiger Frische seine Lehrtätigkeit noch immer ausübt, ist auch als Fachschriftsteller in weiten Kreisen rühmlich bekannt, insbesondere seine Arbeiten über Abstellbahnhöfe, Personenbahnhöfe usw. zeugen von tiefer Durchdringung dieses Gebietes und von der erstaunlichen Fähigkeit des Verfassers, es in streng wissenschaftlicher Weise systematisch darzustellen.

Die Eisenbahnbrücke bei Marienwerder—Münsterwalde (Westpr.) über die Weichsel wurde in den Jahren 1907 bis 1909 mit einem Kostenaufwande von 9 Mill. Mark erbaut und hat eine Länge von 1058 m. Sie nahm die Eisenbahnlinie Schmentau—Marienwerder und neben dieser, durch ein Gitter getrennt, eine zweispurige Fahrstraße nebst Fußgängersteig auf. Infolge der Grenzfestsetzung durch das Diktat von Versailles wurde sie in ihrer ganzen Länge einschl. eines einige Hektar großen Vorgeländes auf dem östlichen (rechten, d. h. bei Deutschland verbliebenen) Ufer als „Brückenkopf" an Polen abgetreten. Der Eisenbahnverkehr mußte eingestellt werden. Daher dient die Brücke heute nur dem Kraftwagen-, Fuhrwerk- und Fußgängerverkehr. Sie ist die einzige Brücke, die zwischen Graudenz im Süden und Dirschau im Norden die Verbindung zwischen Ostpreußen und Polen über die Weichsel herstellt.

Die polnische Regierung hat nun, nach dem Darmst. Tagebl., im Sommer 1927 dem deutschen Auswärtigen Amt mitgeteilt, daß die über diese Brücke führende Zollstraße geschlossen wird, angeblich weil der Verkehr über diesen Grenzübergang in keinem Verhältnis zu den Kosten der Unterhaltung der Grenz- und Zollbehörden stände; gleichzeitig teilte sie mit, daß die Brücke beseitigt werden solle.

In der Zeit vom 1. Januar bis 30. Juni 1927 haben 6976 Personen, 2437 Kraftwagen und Fuhrwerke sowie 1142 Fahrräder diesen Grenzübergang benutzt, während bei den nächstgelegenen Grenzübergangstellen in gleichem Zeitraum die entsprechenden Zahlen nur 2173 bezw. 213 Personen sind; an den letzteren Übergangstellen fand ein Kraftwagen- und Fuhrwerkverkehr gar nicht statt.

Die Beseitigung der einzigen von Ostpreußen über die Weichsel führenden Brücke würde schwere Folgen haben: Bei Hochwasser und Eisgang würden die durch den Generalinspektor für die gemeinsame deutsch-polnische Deichverwaltung zu treffenden Abwehrmaßnahmen unmöglich gemacht werden, und die hinsichtlich des gemeinsamen Deichschutzes von Deutschland und Polen getroffenen Abmachungen würden gerade im Augenblick höchster Gefahr undurchführbar werden. — Auch die polnische Bevölkerung, insbesondere der Kreise Mewe und Schwetz, würde unter den gleichen Gefahren wie die deutsche Niederungsbevölkerung leiden; sie fühlt aber auch, daß die wirtschaftlichen Beziehungen zu Ostpreußen auf unabsehbare Zeit, insbesondere hinsichtlich des Eisenbahnverkehrs, unterbunden werden würden. — Die Bewohner der auf dem rechten Weichselufer liegenden polnisch gewordenen fünf Dörfer (Johannisdorf, Außendeich, Neuliebenau, Kramersdorf, Kleinfelde) wären bei Hochwasser und Eisgang von Polen und damit mit ihren Behörden und den Stätten ihres kulturellen und öffentlichen Lebens völlig abgeschnitten, wie dies beispielsweise im Winter 1925 der Fall war: selbst von ärztlicher Hilfe war die Bevölkerung abgeschnitten.

Brückenverstärkung durch Schweißen. Eine beachtenswerte Brückenverstärkung durch Elektroschweißung ist, wie Eng. News-Rec. vom 4. August 1927 berichtet, in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, in so großem Umfange wohl erstmalig, kürzlich zur Ausführung gekommen.

Die im Jahre 1893 erbaute Straßen- und Eisenbahnbrücke der Chicago-Great Western-Eisenbahn über den Missouri bei Leavenworth (Kansas) genügt nicht mehr den steigenden Verkehrslasten. Die Überbauten bestehen aus zwei 100,58 m weit gespannten festen Öffnungen und

Abb. 1. Gesamtansicht der Brücke über den Missouri bei Leavenworth (Kansas, U. S. A.).

einer 134,11 m langen, seitlich liegenden Drehbrücke (Abb. 1); sie sind für eine gleichmäßig verteilte Last von 4,46 t/m berechnet und dienen gleichzeitig dem Straßen- und eingleisigen Eisenbahnverkehr. Während die bisher zulässige schwerste Lokomotive Achslasten von höchstens 22,2 t hat, sollen nach der Verstärkung Lokomotiven mit 25 t Achslasten (2 : 8 : 2), gefolgt von einer gleichmäßig verteilten Last von 5,95 t/m, die Strecke befahren können. Gurtungen, Pfosten und Streben der Hauptträger bestehen aus Stahl, die übrigen Teile aus Schweißeisen.

Die Verstärkung der Obergurte der festen Überbauten geschieht durch Aufschweißen von Decklaschen (1,3 · 51 cm) auf die vorhandene obere Platte zwischen den Nietreihen der Gurtwinkel (Abb. 2 a). Während die Enden und Seiten der Verstärkungslaschen mit durchgehenden, rd. 6 mm breiten Schweißnähten befestigt werden, ist die Mitte nochmals durch Löcher von 2,4 cm Durchm. in der Verstärkungslasche, die zum Anschweißen dienen, in rd. 30 cm Abstand gehalten.

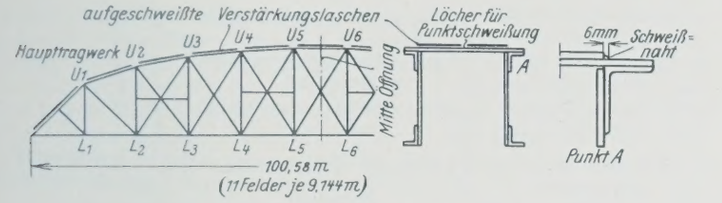


Abb. 2a. Obergurt.

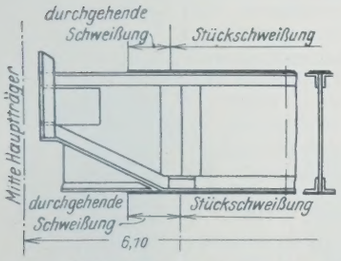


Abb. 2b. Querträger.

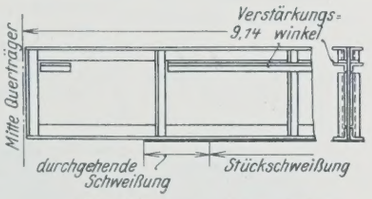


Abb. 2c. Längsträger.

Abb. 2a bis 2c.
Verstärkung durch Schweißen.

Die 6,10 m weit gespannten Querträger sind durch 3,66 m lange, oben und unten aufgeschweißte Decklaschen verstärkt. Hier werden nur die Enden und die anstoßenden Seiten der Laschen durchgehend angeschweißt, die dazwischen liegenden Teile dagegen durch 3,8 cm lange Strichschweißung in Abständen von 10 bis 15 cm gehalten. Die Schweißnähte der 25,4 cm breiten, 18 mm dicken oberen Verstärkungslaschen liegen oberhalb der vorhandenen Winkel, die Nähte der 35,6 cm breiten, 9,5 mm dicken unteren Verstärkungslasche auf dieser Lasche selbst, an den abstehenden Schenkelenden der unteren Winkel der Querträger (Abb. 2 b).

Die 9,14 m weitgespannten Längsträger schließlich sind durch eine aufgeschweißte Untergurtdecklasche und, um ein Abnehmen der Fahrbahntafel möglichst zu vermeiden, durch Aufnieten eines zweiten Winkelpaares kurz unterhalb der vorhandenen oberen Winkel verstärkt (Abb. 2 c).

Bei der Drehbrücke brauchen nur die Quer- und Längsträger in derselben Weise verstärkt zu werden.

Da die Pfosten und Schrägen mit Augenstabanschlüssen versehen sind, kann die nötige Verstärkung der Pfosten der festen Öffnungen durch Hinzufügen von Rundeisen mit 3,8 cm Durchm. ausgeführt werden (Abb. 3), die über die Bolzen des oberen Augenstabanschlusses geführt und unten an die Querträgerenden angeschlossen sind; das Anspannen geschieht durch Spannschlösser.

Im ganzen sind 100 t Verstärkungswerkstoff gebraucht, wovon etwa 47 t auf die aufgeschweißten Decklaschen, 37 t auf die aufgenieteten Winkel, 11 t auf die Verstärkungsrundeisen und 9 t auf Schweißmaterial entfallen. Die Verstärkungsarbeiten sind von der American Bridge Company ausgeführt und haben drei Jahre gedauert, wobei durchschnittlich etwa 20 Mann mit vier elektrischen Lichtbogenschweißmaschinen 220 V Drehstrom, 60 Perioden arbeiteten. Nur der Straßenverkehr ist zeitweise unterbrochen worden. Es soll sich durch das Schweißen außer einer Kostenherabsetzung eine Zeitersparnis von zwei Monaten ergeben haben, da das Nieten von rd. 45 000 Nieten fortgefallen ist. Dr. R. Bd.

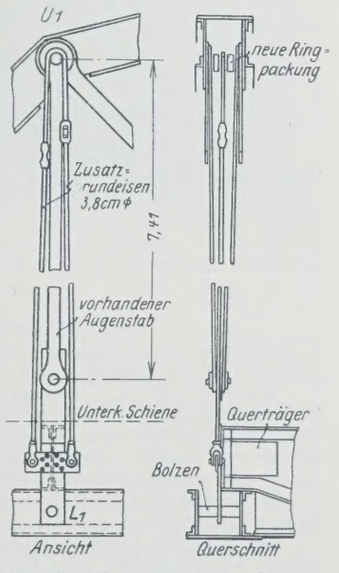
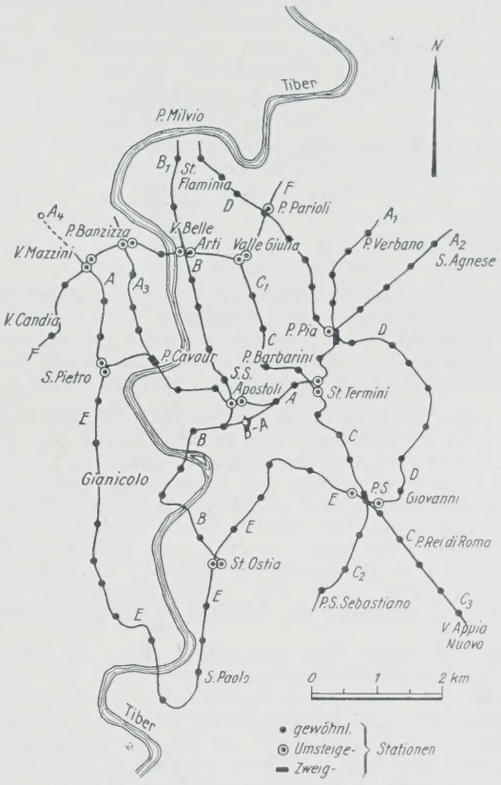


Abb. 3. Verstärkung der Pfosten durch Zusatzrundeisen.

Die geplante Untergrundbahn in Rom. Die überaus starke Zunahme der Bevölkerung der „Ewigen Stadt" (27 % für das letzte Jahrzehnt) veranlaßte die maßgebenden Stellen, für die planmäßige Bebauung von Groß-Rom einen Generalbebauungsplan aufzustellen und dabei auch dem immer wichtiger werdenden Verkehrsproblem die gebührende Aufmerksamkeit zu schenken. Zu diesem Behuf wird die Frage der Errichtung von Untergrundbahnen gründlich studiert, wofür eine eigene Kommission ins Leben gerufen und ein Studienbureau errichtet worden ist.[1])

Nach sorgfältiger Würdigung der einschlägigen Verhältnisse in London, New York, Paris und Madrid, Berücksichtigung der Verkehrsbedürfnisse von Rom an Hand der Straßenbahnstatistik, Bevölkerungsdichte der einzelnen Stadtviertel und der künftigen Stadterweiterung wurde ein genereller Plan für den Ausbau der Untergrundbahn entworfen, der den Anforderungen an einen Schnellverkehr für die nächsten Jahre Genüge leisten soll. Es wurde hierbei ein Zeitraum von 25 Jahren für den stufenweisen Ausbau des Netzes in Betracht gezogen, das nach vollständigem Ausbau den Verkehr einer $1^1/_2$-Millionen-Stadt bewältigen können soll. Es sind sechs Linien von zusammen 55 km Länge, deren Ausführung in sieben Zeitabschnitten — den Verkehrsbedürfnissen entsprechend — stattfinden soll, vorgesehen. Die elektrisch zu betreibende Untergrundbahn wird Kleinsthalbmesser von 75 m, größte Steigungen von 40‰ und 80 m lange Stationen aufweisen. Die Verwendung des Schildvortriebverfahrens ist in Aussicht genommen. Zur Ausarbeitung der Einzelpläne werden bereits Bodenuntersuchungen mit Probegruben und Bohrungen an vielen Punkten der Stadt vorgenommen, und zwar werden außer den Bautechnikern auch Geologen und Archäologen zu Rate gezogen.



In den ersten drei Zeitabschnitten sollen nach und nach die Linien *A*, *B* u. *C*, in den weiteren vier Abschnitten die Strecken *D*, *E* u. *F* sowie Abzweigungen und Verlängerungen der ersten drei Strecken zum Ausbau kommen.

Die Strecke *A* verbindet die Stadtviertel Trionfale und dei Prati über Piazza Cavour—SS. Apostoli—Via Nazionale—Stazione di Termini—Porta Pia mit den Stadtteilen Salario und Nomentano. Eine Gabelung der Linie ist bei der Station P. Cavour (*A* und A_3) und bei Porta Pia (A_1 und A_2) vorgesehen, die Endstationen sind der Reihe nach Viale delle Milizie, P. Bansizza, P. Verbano und S. Agnese. Später soll noch die Strecke A_4 vom Viale G. Mazzini bis zum Fuße des Monte Mario gebaut werden.

Die Strecke *B* führt von der Via Flaminia (nächst Viale delle Belle Arti) über Piazza del Popolo, Largo Chigi, SS. Apostoli, Via Arenula zur Eisenbahnstation der Bahn nach Ostia. Diese Linie kreuzt die erste bei SS. Apostoli, ist jedoch auch durch eine 700 m lange Verbindungsstrecke zwischen P. San Marco (*B*) und Via Milano (*A*) mit ihr verbunden. Sie unterfährt zweimal den Tiber und soll nach Norden (B_1) verlängert werden.

Die Strecke *C* beginnt bei der Piazza Barberini und führt über Stazione di Termini (Hauptbahnhof von Rom), P. V. Emanuele in die Via Appia, wo sie nächst der Piazza dei Re di Roma endigt.

Eine Abzweigung nach Porta S. Sebastiano (C_2) und eine Verlängerung der Hauptlinie längs der Via Appia Nuova (C_3) sowie eine Verlängerung des nördlichen Teiles ins Valle Giulia (C_4) sind vorgesehen. Die vierte Strecke *D* verbindet S. Giovanni—Porta Maggiore—Porta Pia—Piazza Parioli—Stazione Flaminia. Die fünfte Linie *E* führt von der Piazza San Giovanni (Station der Linie *C*) über Via Cavour beim Colosseum vorbei nach der Piazzale Ostiense, die Verlängerung dann von dort zur Basilika di S. Paolo, unter dem Tiber in die Stadtviertel Monteverde und Gianicolo und über Porta Cavalleggieri nach S. Pietro. Die sechste Linie *F* ist eine Ostwestlinie, die fünf Linien (A_4, A_3, *B*, C_4 und *D*) kreuzt und die Gegend des Valle Giulia mit der Via Candia westlich des Vatikans verbindet.

[1]) Diesem Bureau steht der Capo dell'Ufficio di Ispezione Generale sui trasporti di Roma, Ing. Ugo Vallecchi, vor, dessen Broschüre die weiteren Angaben entnommen sind. Siehe: Sul Problema della Metropolitana di Roma. Viterbo 1927.

Der Bau der sechs Strecken soll in den erwähnten sieben Zeitabschnitten wie folgt vor sich gehen:

1. Abschnitt.	Südteil der Linie B . .	3,600 km	
	Verbindung A—B . . .	0,700 „	
	Ostteil der Linie A . .	2,100 „	
	Zweiglinie A_1	2,000 „	
	„ A_2	2,300 „	
		10,700 km	
2. Abschnitt.	Nordteil der Linie B . .	2,700 km	
	Westteil „ „ A . .	4,100 „	
		6,800 km	
3. Abschnitt.	Linie C	4,200 km	
	Zweiglinie A_3	1,800 „	
		6,000 km	
4. Abschnitt.	Linie D	7,900 km	
	Zweiglinien C_2 und C_3 .	2,950 „	
		10,850 km	
5. Abschnitt.	Zweiglinie C_1	1,700 km	
	Linie E (S. Giovanni—		
	Piazzala Ostiense) . . .	2,600 „	
		7,300 km	
6. Abschnitt.	Verlängerung der Linie E	9,200 km	
	Zweiglinie A_4	0,700 „	
	„ B_1	1,600 „	
		11,500 km	
7. Abschnitt.	Linie F	5,000 km	

Die geplanten Linien sind in der Abbildung (S. 79) dargestellt.

Entsprechend dem fortschreitenden Ausbau des Untergrundbahnnetzes ist auch eine Änderung der Hauptbahnlinien im inneren Teile der Stadt, die Verlegung des Güterverkehrs in äußere Bezirke und die Erbauung eines neuen Hauptbahnhofes, genannt Roma-Flaminia, der mit der Stazione di Termini unterirdisch verbunden werden soll, beabsichtigt. Ing. Dr. W. Vieser.

Eröffnung einer neuen Seilbahn in Österreich. Schon im Jahre 1910 wurde um die Konzession zur Erbauung einer Seilschwebebahn auf die Kanzel, den südwestlichen Ausläufer des Gerlitzen-Stockes im Norden des Ossiacher Sees in Kärnten nachgesucht, und im Anschluß daran hatte sich auch bereits ein Bergbahnkomitee gebildet, das sofort mit den erforderlichen Vorarbeiten begann. Diese wurden jedoch durch den Krieg jäh unterbrochen und konnten erst wieder in den Jahren 1925 und 1926 aufgenommen werden. Im März 1927 wurde der Bahnbau an die Firma Bleichert & Co. vergeben, worauf am 29. Juni mit den Bauarbeiten begonnen wurde, die mit der Eröffnung der Seilbahn am 4. Januar 1928 ihren Abschluß fanden.

Die Talstation der Kanzelbahn liegt unmittelbar neben der Bahnstation Annenheim der österreichischen Bundesbahnlinie Villach—St. Veith an der Glan und neben dem Landungsplatz der Ossiacher-See-Schiffahrt. Der Binder der Talstation liegt auf der Höhenkote 530,00 und der der Bergstation auf der Höhenkote 1471,00, so daß sich ein Höhenunterschied von 941 m ergibt, bei einem wagerechten Abstande zwischen Tal- und Bergstation von 1650 m. Die schräge Länge der Seilbahn mißt rd. 1900 m bei einer mittleren Steigung von 57 %.

Infolge der günstigen örtlichen Verhältnisse waren nur zwei Zwischenstützen erforderlich, wobei zwischen der Talstation und der ersten Stütze die größte freie Spannweite mit 654,10 m vorhanden ist. Die Stütze I liegt auf der Kote 829 und hat eine Höhe von 39 m, während Stütze II auf der Höhenkote 1205 liegt und eine Höhe von 15 m hat.

Die Haupttragseile sind Litzenspiral-Seile nach Herkulesbauart und haben einen Durchmesser von 51 mm bei einem Gewicht von 9,9 kg/lfd. m und einer gesamten Bruchlast von 187 t.

Das Zugseil wiegt bei 24 mm Durchm. rd. 1,8 kg/lfd. m und weist eine gesamte Bruchlast von 32,85 t auf. Das Gegenseil hat eine Stärke von 22 mm und wiegt 1,55 kg/lfd. m. Mit einer Bruchfestigkeit von 150 kg/mm² ergibt sich die Gesamtbruchlast des Gegenseiles zu 25,32 t. Das Hilfsseil ist noch etwas schwächer und hat bei einem Gewicht von 1,2 kg/lfd. m nur eine Stärke von 17 mm. Der Bruchfestigkeit von 180 kg/mm² entspricht eine gesamte Bruchlast von 23,74 t.

Die Spanngewichte für die Haupttragseile wiegen zusammen 72 t, das Spanngewicht für das Zugseil wiegt 5,6 t und das Spanngewicht für das Hilfsseil in Ruhe 8,8 t. Sämtliche Spanngewichte sind in der Talstation untergebracht, der Antrieb der Seilschwebebahn findet in der Bergstation statt. Der elektrische Strom wird von den Städtischen Elektrizitätswerken Villach bezogen.

Die Personenwagen können außer dem Schaffner 23 Fahrgäste und 100 kg Gepäck aufnehmen, so daß sich für jeden der zwei Wagen einschließlich des Eigengewichtes eine Gesamtlast von 2000 kg ergibt.

Die Bahn kann in der Stunde in jeder Richtung 115 Personen befördern, wobei die reine Fahrzeit 9 Min. beträgt. — Die Gesamtkosten der Kanzelbahn belaufen sich auf rd. 900 000 R.-M. F. F.

Die Feuerbeständigkeit von Backsteinmauern ist auch im Bureau of Standards in Washington Gegenstand jahrelanger Versuche gewesen, über die nach dem Augustbericht dieser Dienststelle Eng. News-Rec. vom 20. Oktober 1927 folgende Mitteilungen macht:

Die Versuchswände waren etwa 4,90 m breit und 3,05 bis 3,55 m hoch und wurden vor einem Brennofen aufgestellt, in dem die nach den amerikanischen Feuerversuchsvorschriften erforderlichen Temperaturen unterhalten werden konnten. Während der Dauer dieser Versuche wurden die Wände außerdem durch eine auf den sie umschließenden Eisenrahmen wirkende Presse auf Druck bis zu 5,6 kg/cm² für 10 cm starke Wände und bis zu 11,3 kg/cm² für stärkere geprüft. Die folgende Zusammenstellung gibt die Zeiten an, die zur Erzielung einer Temperatur von etwa 120 ° C an der dem Feuer abgekehrten Wandfläche bezw. bis zum Bruch erforderlich waren. Dieser trat jedoch nur bei den unverputzten 30-cm-Wänden aus Backsteinen mit niedrigem Schmelzpunkt ein, während alle anderen aushielten. Der Putz bestand aus Gips oder Zementmörtel 1 : 3.

Wandsystem und -stärke (cm)	Bauteile im Verband der Wände	Widerstandsdauer
„Solid"-Wände 10 cm, unverputzt	keine oder unverbrennbare	1 Std.
wie vor, beiderseitig verputzt	keine oder unverbrennbare	2½ „
wie vor, 20 cm, unverputzt	keine oder unverbrennbare	5 „
	brennbare	2 „
wie vor, beiderseits verputzt	keine oder unverbrennbare	9 „
	brennbare	4 „
wie vor, 30 cm, unverputzt	keine oder unverbrennbare	10 „ (belastet)
		13 „ (unbelastet)
	brennbare	9 „
„Rolok"-Hohlsteinwände 20 cm, unverputzt	keine oder unverbrennbare	2½ „
	brennbare, Hohlräume in Fußbodenhöhe verfüllt	2 „
wie vor, beiderseitig verputzt	keine oder unverbrennbare	5 „
	brennbare, Hohlräume in Fußbodenhöhe verfüllt	4 „
	wie vor, nicht verfüllt	2½ „
wie vor, 30 cm, unverputzt	keine oder unverbrennbare	5 „
	brennbare, Hohlräume in Fußbodenhöhe verfüllt	5 „
	wie vor, nicht verfüllt	3½ „
wie vor, beiderseitig verputzt	keine oder unverbrennbare	9 „
	brennbare, Hohlräume in Fußbodenhöhe verfüllt	9 „
	wie vor, unverfüllt	6 „
„Rolokbak"-Ausführung (vergl. Text) Rückseite verputzt	keine oder unverbrennbare	9 „
	brennbare, Hohlräume in Fußbodenhöhe verfüllt	5 „
	wie vor, unverfüllt	2½ „
wie vor, 30 cm, unverputzt	keine oder unverbrennbare	10 „
	brennbare, Hohlräume in Fußbodenhöhe verfüllt	9 „
	wie vor, unverfüllt	6 „

Bei den unter Nr. 1 genannten „Solid"-Wänden waren die Ziegel flach, und zwar auf je fünf Läuferschichten eine Binderschicht gemauert. Bei den „Rolok"-Hohlsteinmauern waren Läufer und Binder abwechselnd oder zwei Läuferschichten im Verband gemauert. Bei den „Rolokbak"-Hohlwänden waren die Steine auf einer Seite flach, im übrigen im Verband so gemauert, daß eine Binder- auf je sechs Läuferschichten an der Vorderseite, auf je vier an der Rückseite kam. Als Mörtel diente Zementmörtel oder Zementkalkmörtel 1 : 3.

Balken und andere brennbare, in die Wände eingemauerte Bauteile bildeten die Ursache für eine Verminderung der Widerstandsdauer.

Da die angeführten Ziffern Endfestigkeiten bedeuten, empfiehlt das Bureau of Standards einen Sicherheitsfaktor von 1,5, so daß also für eine gewünschte Feuerwiderstandsdauer von 6 Stunden eine der für 9 Stunden erprobten Wandarten genügende Gewähr bietet. Ki.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaurat Uhden in Celle ist mit der kommissarischen Verwaltung des Kulturbauamts daselbst betraut worden.

Versetzt sind: der Regierungsbaurat (W.) Quantz vom Kanalbauamt in Hannover nach Senftenberg i. L. als Vorstand des dort neu errichteten Vorarbeitenamts für eine Elbe-Spree-Oder-Wasserstraße, der Regierungsbaurat von Reiche in Landsberg a. W. an die Regierung in Liegnitz; — die Regierungsbaumeister (W.) Wiggers vom Wasserbauamt in Norden an das Wasserbauamt in Rathenow, Kienast vom Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. Oder an das Wasserbauamt in Norden.

Der Wirkliche Geheime Oberregierungsrat Kisker in Charlottenburg, zuletzt Senatspräsident beim früheren Landeswasseramt, ist gestorben.

INHALT: Bau eines hochwasserfreien Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel Sylt. — Der Bau der Spiegelstraßenunterführung am Ostkopfe des Bahnhofes Zwickau (Sa.). — Abdichtung von Bauwerken. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Geheimrat Cauer 70 Jahre alt. — Eisenbahnbrücke bei Marienwerder—Münsterwalde (Westpr.) über die Weichsel. — Brückenverstärkung durch Schweißen. — Geplante Untergrundbahn in Rom. — Eröffnung einer neuen Seilbahn in Österreich. — Feuerbeständigkeit von Backsteinmauern. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 17. Februar 1928 Heft 7

Alle Rechte vorbehalten.

Die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle,** Stuttgart.

Jeder Praktiker des Eisenbrückenbaues weiß, daß für die Bewährung und dauernde Haltbarkeit der Nietverbindungen neben der Festigkeit der Reibungsschluß von ausschlaggebender Bedeutung ist. Das Streben des Praktikers war deshalb immer auf das starke Zusammenpressen der zu verbindenden Eisenteile zur Erzielung eines möglichst wirksamen Reibungsschlusses gerichtet. Die Forderung, daß die Niete unter den Betriebslasten sich nicht lockern dürfen, hatte auf die Auswahl des Nietwerkstoffs, die Formgebung der Niete, die Herstellungsverfahren der Nietung in der Werkstatt und auf der Baustelle bestimmenden Einfluß. Die Erfahrung hat gelehrt, daß lockere Niete in Bauteilen, die Erschütterungen ausgesetzt sind, sehr bald Lochausweitungen hervorrufen, oder zu Verschwächungen der Nietschäfte durch Einkerbungen, schließlich zum Klappern der Konstruktion und zu sonstigen Betriebsschäden führen. Das Feststellen von Nietlockerungen und das Ersetzen gelockerter Niete durch festsitzende Niete gehört zu den wichtigsten Aufgaben des Brückenunterhaltungsdienstes.

Abb. 1.

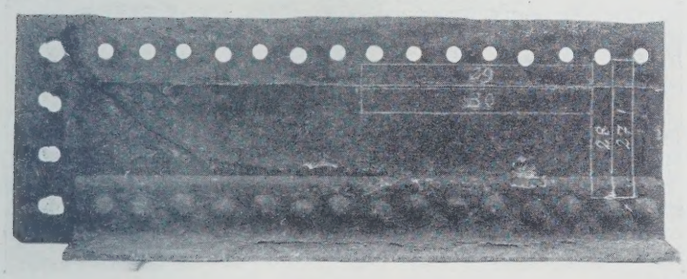


Abb. 2.

Welche schädliche Folgen das Lockern einer Nietverbindung haben kann, sei an ein paar Beispielen gezeigt. Abb. 1 stellt Niete dar, die aus einer alten Eisenbahnfachwerkbrücke herausgeschlagen worden sind. Die Nietschäfte sind durch Hämmern der gelockerten Verbindung unter den Betriebslasten bis auf den halben Querschnitt verschwächt. Abb. 2 zeigt die ausgeschlagenen Löcher im Anschluß der Fahrbahnlängsträger der gleichen Brücke. Nietlockerungen kommen besonders häufig an den Fahrbahnteilen, Verbänden und Quersteifen unserer Eisenbahnbrücken, seltener an den Hauptträgern vor. Sie haben mit der Zunahme der Fahrzeuggewichte und der Steigerung der Fahrgeschwindigkeiten stark zugenommen. Das fortgesetzte Rütteln und das damit verbundene Reiben nicht mehr fest aneinanderliegender Eisenteile bedingt einen mit der Zeit zunehmenden Verschleiß, bis durch abgescheuerte Bleche, ausgeweitete Löcher, eingekerbte Nietschäfte usw. ein Schlagen und Hämmern unter den rollenden Fahrzeugen auftritt. Die Stoßwirkungen werden immer ungünstiger, und so können schließlich die durch Nietlockerungen eingeleiteten Vorgänge zum frühzeitigen Verfall der hochbeanspruchten Bauwerke führen. Das klappernde Geräusch beim Befahren von älteren Brücken läßt, soweit es nicht von ausgeschlagenem Oberbau, schlaffen Verbänden und mangelhaften Geländern herrührt, fast immer auf fortgeschrittene Nietlockerungen schließen.

Ein zuverlässiger Wegweiser, um Nietlockerungen im Brückenunterhaltungsdienst festzustellen, ist der Rost. Er tritt in Form von Rostfahnen auf, die sich unter den gelockerten oder beschädigten Teilen hinziehen. Beim Aneinanderreiben von losen Teilen unter den Betriebserschütterungen wird durch Hinzutreten von Sand und Asche Eisen abgeschliffen; der entstehende feine Staub verwandelt sich durch die Luftfeuchtigkeit in Rost, der nach unten abgeschwemmt wird. Lockere Niete zeigen fast immer Rostansatz und Farbhautabblätterungen. Rostbeobachtung und Abklopfen genügen jedoch nicht immer zur Beurteilung der Nietverbindung. Es ist eine nicht seltene Erscheinung an älteren Bauwerken, daß wichtige Anschlußniete am Kopf noch festsitzen und doch durch ein Zwischenglied (z. B. Stegblech zwischen Anschlußwinkeln) ausgeschlagen sind. Man kann solche Schäden im Anfangsstadium nicht durch Abklopfen oder Rost erkennen, sondern nur durch Beobachtung unter fahrenden Zügen, wobei die Teile gegeneinander arbeiten. Derartige Schäden können, wenn sie unbeobachtet bleiben, mit der Zeit gefährlich werden.

Der Reibungsschluß wird bei der Schraubenverbindung erzielt durch kräftiges Anziehen der Schraubenmuttern, bei der Nietverbindung durch die Wärmeschrumpfung des warm eingezogenen Niets beim Erkalten zusammen mit der Staucharbeit. Das Schrumpfen hat neben dem Vorteil aber den Nachteil, daß der Nietschaft das Nietloch nicht satt ausfüllt. Der Spielraum zwischen Lochwand und Schaft gestattet kleine Verschiebungen der vernieteten Teile gegeneinander. Wird die Belastung über ein gewisses Maß gesteigert, so kommt der Nietschaft nach Überwindung des Gleitwiderstandes durch gegenseitige Verschiebungen der Teile an die der Kraftrichtung abgekehrten Lochwände zum Anliegen (Abb. 3), der Niet wird auf Biegung und Schub beansprucht. Ändert die Kraft ihre Richtung, so ändert sich auch die Lage der Anlageflächen. Ausreichend große Belastungswechsel haben nach Überwindung des Gleitwiderstandes ein Hin- und Herschieben des Nietschafts gegenüber dem Nietloch zur Folge. Bei mehreren Nieten ist ein gleichmäßiges Anliegen der Nietschäfte an die Lochwandungen auch dann noch nicht gesichert, wenn ein kleines Gleiten stattgefunden hat. Erst durch weitergehende Formänderungen wird ein gleichmäßigeres Heranziehen der verschiedenen Niete einer mehrteiligen Verbindung zur Kraftübertragung gewährleistet.

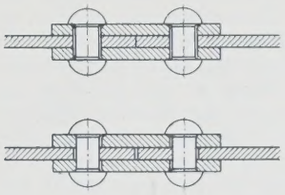


Abb. 3.

Um die gegenseitigen Verschiebungen zu verhindern, hat man ein Eindornen der Niete durch Einpressen von Nietmaterial (Niete mit Speisehals) zu erreichen versucht. Das von Frémont vorgeschlagene Verfahren hat sich jedoch in der Praxis nicht durchgesetzt. Die Schrumpfung ist größer als die elastische Formänderung von Schaft und Loch. Eine einwandfreie Verbindung mit satter Ausfüllung des Lochs kann durch Eintreiben von konischen Stahldornen in genau vorgearbeitete Löcher erreicht werden. Aber diese Verbindung ist teuer und wird deshalb nur in Ausnahmefällen gewählt. Das Kaltnieten, mit dem bei sorgfältiger Arbeit ebenfalls eine satte Lochausfüllung erzielt werden kann, kommt für den Eisenbrückenbau nicht in Betracht.

Solange wir kein technisch vollkommeneres und dabei wirtschaftlich vorteilhafteres Verfahren zur Herstellung von satt anliegenden Nieten besitzen, muß das Spiel zwischen Nietschaft und Nietloch als Unvollkommenheit der Bauweise in Kauf genommen werden, und es gilt, die übliche Nietverbindung so zu gestalten, daß sie trotzdem den Betriebsbeanspruchungen voll genügt, d. h. daß sie die Lasten und Stöße mit Sicherheit aufnimmt und daß sie dauernd festbleibt. Soll eine eiserne Brücke sich auf die Dauer im Betrieb bewähren, so dürfen die Niete sich nicht lockern, die Eisenteile nicht klappern.

Die Forderung, daß die Niete festsitzen und dauernd festbleiben sollen, wird von allen Fachleuten vertreten, die mit dem Bau und Unterhalt von eisernen Brücken zu tun haben. Es ist aber nicht das gleiche, wenn gesagt wird: Die durch Niete verbundenen Bleche dürfen sich unter den Nutzbelastungen nicht gegeneinander verschieben. Der alte Streit über die Grundsätze, nach denen Nietverbindungen zu berechnen oder zu bemessen sind, hat hier seinen Ausgang genommen. Es sind vor allem die Maschineningenieure, darunter führende Männer der Wissenschaft

und Versuchsforschung wie v. Bach,[1]) Baumann,[2]) die in der Reibung zwischen den durch die Niete verbundenen Eisenteilen, d. h. dem Gleitwiderstand, die Größe sehen, die für die Güte der Nietverbindung maßgebend ist. So schreibt C. v. Bach in seinem Buch: Die Maschinenelemente, 13. Auflage, I. Band, S. 205: „Nur dadurch, daß der in der gemeinschaftlichen Berührungsfläche wirkende Gleitwiderstand die übertragende Kraft bildet, bleibt bei Nietverbindungen mit Überlappung oder mit einseitiger Überlaschung die Biegungsbeanspruchung und damit die Gesamtanstrengung innerhalb dessen, was nach allen unseren Erfahrungen als höchstens zulässig erachtet werden kann", und S. 206, „daß der Widerstand gegen Gleiten, welcher einer durch warm eingezogene Niete hergestellten Verbindung innewohnt, die eigentliche Lebensbedingung für dieselbe ist" Er führt dann S. 206 weiter aus, „daß die Grundanschauung, auf welcher das Vorgehen der Bauingenieure (nämlich die Berechnung der Niete auf Abscherung und Lochwanddruck) beruht und damit das letztere selbst unrichtig ist, daß vielmehr der Widerstand gegen Gleiten bei den Nietverbindungen entsprechend den tatsächlichen Verhältnissen in die erste Linie gestellt werden muß".

Der größere Teil der Bauingenieure vertritt demgegenüber den Standpunkt, daß für die Nietverbindungen des Eisenbrückenbaues nicht die Größe des Reibungswiderstandes maßgebend sein kann, sondern nur die Festigkeit der Niete, da diese Bolzen es sind, die nach Überwindung der Reibung die Aufgabe übernehmen, die Kräfte aus einem Teil der Verbindung in den anderen zu übertragen. (Bleich, Theorie und Berechnung der eisernen Brücken, 1924, S. 305.) Die Bauingenieure weisen zur Begründung ihrer Auffassung darauf hin, daß der Gleitwiderstand als recht unsicher betrachtet werden muß. Wollte man den Begriff aus Reibungsvorgängen herleiten, für die $R = \mu Q$ gilt, worin μ die Reibungszahl der Ruhe und Q die Kraft ist, mit der ein Körper auf seine Unterlage gepreßt wird, so dürfte bei der Nietverbindung ein Verschieben so lange nicht eintreten, als die Belastung P den Grenzwert der ruhenden, statischen Reibung μQ nicht überschreitet. Es sei aber bis heute nicht gelungen, weder Q noch μ zuverlässig in Zahlen zu bestimmen. Anderseits sei durch Versuche einwandfrei erwiesen, daß in den nach den üblichen Grundsätzen berechneten Nietverbindungen schon unter Belastungen, bei denen die Beanspruchungen unterhalb der Elastizitätsgrenze bleiben, in jedem Querschnitt kleine bleibende Verschiebungen zwischen den Blechen eintreten. Weiterhin sei zu bedenken, daß auf den Gleitwiderstand sich Einflüsse geltend machen, die mit der Reibung an sich nichts zu tun haben, wie z. B. ungleichmäßige Pressungen in den Berührungsflächen, ungleiche Dehnungen der Bleche, elastisches Nachgeben der Lochwände, Verbiegungen der Nietschäfte, Verfestigungsvorgänge u. a. m., daß Schaftdurchmesser und Schaftlänge der Niete, Dicke der einzelnen Bleche und der ganzen Packungen, Herstellungsart der Niete (von Hand oder mit hydraulischen Nietpressen oder Preßlufthämmern), Verstemmen der Niete und Blechränder usw. eine entscheidende Rolle spielen.

Das sind Gründe, die wohl auch der Maschineningenieur gelten lassen wird. Die sonst gegen die Berücksichtigung des Gleitwiderstandes bei der Berechnung der Nietverbindungen gemachten Einwendungen sind von Bach mehr oder weniger widerlegt worden.

1. Die Annahme einer Reibungszahl $\mu = 0{,}4$ (Grashof, Theorie der Elastizität und Festigkeit 1878, S. 201) ergebe für $R = 1000$ kg auf 1 cm² Nietquerschnitt eine Zugspannung im Nietschaft von $1000 : 0{,}4 = 2500$ kg/cm², die über dem sonst zulässigen Werte liegt. Demgegenüber betont Bach, daß beim warm angezogenen Niet mit dem Erkalten eine Erhöhung der Streckgrenze des Nietwerkstoffs eintritt und daß durch das starke Zusammenpressen der Platten der Widerstand gegen Verschiebungen größer wird als die einfache Reibung.

2. Beim Bruch der Nietverbindung sei mit der Reibung nicht mehr zu rechnen. Das wird von Bach nicht bestritten, als falsch bezeichnet er dagegen, die Rechnung auf Vorgänge aufzubauen, die zwar im Augenblick der Zerstörung mit einiger Annäherung eintreten, aber innerhalb der zulässigen Beanspruchungen nicht zutreffen.

3. Schließlich wird von den Bauingenieuren geltend gemacht, daß unter der Einwirkung von Stößen und Erschütterungen die Reibung schwinde und deshalb die Übertragung der Kräfte allein durch die Festigkeit der Niete zu gewährleisten sei. Demgegenüber bezeichnet Bach eine reibungslose Verbindung mit Nieten, deren Schaft die Lochwand nicht mit Pressung von vornherein berührt, für Konstruktionsteile, die Stößen und Erschütterungen und Wechselkräften ausgesetzt sind, als unbrauchbar.

Wie man die Nietverbindung berechnet und zu praktisch brauchbaren Konstruktionen kommt, ist an und für sich von untergeordneter Bedeutung, wesentlich ist, daß neben der vorgeschriebenen Bruchsicherheit das dauernde Festbleiben der Nietverbindung erreicht wird, und das war bei den nach den früheren Ländervorschriften berechneten Brückentragwerken aus Schweißeisen und Flußeisen zweifellos der Fall.

Als die Fortschritte in der Theorie der Ingenieurkonstruktion es ermöglichten, die in einzelnen Baugliedern auftretenden Spannungen mit hinreichender Annäherung an die tatsächlichen Verhältnisse zu bestimmen, hat der wisssenschaftlich geschulte Bauingenieur die Nietverbindung nicht auf Gleitwiderstand, sondern auf Schaftabscherung und Lochwanddruck berechnet, gleichzeitig aber die zulässigen Spannungen σ_{zul} und τ_{zul} so niedrig angenommen, daß der erforderliche Gleitwiderstand vorhanden war. Schwedler hat in seiner grundlegenden Arbeit über die Berechnung der Nietverbindungen ausdrücklich darauf hingewiesen, daß „die Festigkeit der Nietverbindung meist durch die Reibung der Bleche aufeinander bedingt sei." Zahllose Brückenausführungen in Schweißeisen und Flußeisen, bei denen die Nietverbindungen nach den von Schwedler angegebenen Grundsätzen berechnet und bemessen worden sind, haben sich vorzüglich gehalten und die praktische Brauchbarkeit des einfachen Berechnungs- und Bemessungsverfahrens für die Aufgaben des Eisenbrückenbaues erwiesen.

Wie liegen nun die Verhältnisse bei der hochgetriebenen Materialausnutzung der nach den neuen Reichsbahnvorschriften berechneten Brücke aus Flußstahl St 37 und bei den Brücken aus den neuen hochwertigen Werkstoffen Baustahl 48 und Siliziumstahl?

Über die Bewährung im Betrieb liegen bei der kurzen Zeit seit der Anwendung der neuen Berechnungsvorschriften und der Einführung der hochwertigen Werkstoffe noch keine ausreichenden Erfahrungen vor. Die Fahrzeuggewichte haben noch nicht die der Berechnung zugrunde gelegten ideellen Lasten erreicht. Die neuen Brücken sind auch noch zu kurze Zeit im Betrieb, als daß schon ein abschließendes Urteil gefällt werden könnte. Nur aus den Erfahrungen an zum Teil stark überlasteten älteren Brücken und den Ergebnissen wissenschaftlicher Forschungsarbeiten über die Arbeitsfestigkeit der Werkstoffe konnte geschlossen werden, daß eine Steigerung der Materialausnutzung gewagt werden dürfte.

Gegen die hochgetriebenen zulässigen Beanspruchungen in den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn vom Jahre 1925 sind namentlich bezüglich der Nietverbindungen schon Bedenken geäußert worden. Es wird darauf hingewiesen, daß schon bei der Herstellung der Nietverbindung die Streckgrenze des Materials überschritten zu werden pflegt, daß also die Betriebslasten auf ein schon stark in Anspruch genommenes Material wirken, daß bereits unter den Nutzbelastungen die Nietbolzen sich dauernd verbiegen, die Lochwände sich örtlich dauernd verdrücken, die Pressung zwischen Nietschaft und Lochwand sich nichts weniger als gleichmäßig verteilt, die größte Pressung um etwa 30 % höher ist als der durchschnittliche Rechnungswert, einzelne Niete einer Nietgruppe um 20 bis 50 % höher belastet werden, als die übliche Rechnung unter Annahme einer gleichmäßigen Verteilung der Gesamtkraft ergibt, und hieraus gefolgert, daß bei einer zulässigen Scherspannung von 0,8 der zulässigen Zugbeanspruchung die Niete und die angrenzenden Teile über die Streckgrenze hinaus beansprucht werden. Besonders gefährdet erscheinen Nietverbindungen, die Kraftwechseln und unmittelbar wirkenden Stößen ausgesetzt sind. Zusammenfassend kommt Bleich in seinem Buche „Theorie und Berechnung eiserner Brücken" S. 319 zu folgender Kritik der üblichen Art der Nietberechnung und -bemessung:

„Wenn auch, trotz des Eintrittes bleibender Formänderungen in den Nietverbindungen, in den tatsächlichen hohen Materialanstrengungen keine Gefahr für den Bestand des Bauwerkes unmittelbar erblickt werden darf, da mit Überschreitung der Elastizitätsgrenze eine günstigere Verteilung der örtlichen Spannungen eintritt, so muß man sich doch darüber klar werden, daß bei der gebräuchlichen Art, Nietverbindungen zu bemessen, das so häufig betonte Prinzip, den Sicherheitsgrad mit Rücksicht auf die Elastizitäts- oder Streckgrenze festzulegen, durchbrochen wurde, da die Anstrengungen selbst über diese Grenzen hinausgehen. Bei den Nietverbindungen kann sonach bestenfalls nur von einer Sicherheit gegen Bruch gesprochen werden.

Wollte man unter jeder Bedingung weit genug unterhalb der Streckgrenze bleiben, so müßten die zulässige Schubbeanspruchung und vielleicht auch der zulässige Lochleibungsdruck entsprechend ermäßigt werden. τ_{zul} dürfte den Wert von etwa 600 bis 700 kg/cm² nicht überschreiten. Im Gegensatze hierzu stehen z. B. die hohen zulässigen Scherbeanspruchungen der neuen Reichsbahnvorschriften von 1120 und 1280 kg/cm². Es ist zu befürchten, daß bei neuen Brücken die Erhaltungskosten wegen des Zwanges, fortwährend Niete auswechseln zu müssen, unverhältnismäßig hohe werden können."

Bleich sieht also die Mängel des Berechnungs- und Bemessungsverfahrens der Nietverbindungen unserer Eisenbahnbrücken auf Grund der BE weniger in der unmittelbaren Beeinträchtigung der Sicherheit als in der Gefahr der Nietlockerung. Eine optimistischere Auffassung hat Prof. Dr. Schachenmeier in seinem Vortrage über „die Zähigkeit der Flußeisensorten als Sicherheitsfaktor bei Eisenbauten" auf der Hauptversammlung des Deutschen Eisenbauverbandes in Dresden 1922[3]) vertreten. Mit wachsenden Belastungen vollziehe sich infolge der dem Material innewohnenden Zähigkeit ein Ausgleich der Belastungen und Spannungen,

[1]) C. v. Bach, Die Maschinenelemente, 13. Aufl., Bd. I.

[2]) Baumann, Das Wesen der Nietverbindung. Der Bauingenieur 1925, Heft 2.

[3]) Der Bauingenieur 1922, Heft 24.

trete eine Verfestigung des Materials durch Kaltreckung ein. Örtliche Überschreitungen der Elastizitäts- und Streckgrenze seien nötig, damit die Verbindung sich einspiele. Die günstigen Wirkungen hätten sich auch bis zu einem gewissen Grade bei häufig oft wiederholten Belastungen und Lastwechseln gezeigt, da sich die sogen. Hysteresisschleife infolge der örtlichen Begrenzung der Formänderung überlasteter Stellen immer wieder schließe.

Die schwierigen Fragen der Verfestigungsfähigkeit des Werkstoffs, der Auswirkungen oftmals wiederholter Belastungen und des Einflusses der Zeit auf die Haltbarkeit der Nietverbindungen sind noch nicht hinreichend geklärt.

Wo ausreichende Beobachtungen und Erfahrungen an Betriebsbauwerken fehlen, dient der Versuch dazu, Klarheit zu schaffen. Die Versuchsforschung hat mit der stürmischen Entwicklung der letzten Jahre nicht Schritt halten können. Die Praxis drängt vorwärts, und die durch den Versuch geschärfte Erkenntnis mußte nachhinken, wie das ja auch früher der Fall war. Man sollte sich aber heute darüber klar sein, daß auf dem Gebiete der Versuchsforschung — namentlich für Nietverbindungen mit hochwertigen Stählen — noch vieles zu klären ist. Man erkennt ohne weiteres, daß aus Bruchversuchen allein nicht auf die Güte der Nietverbindung geschlossen werden kann. Der Bruch tritt entweder durch Abscheren der Niete oder durch Überanstrengung (Stauchen) der Lochwände und Ausreißen der Bleche ein. Neben der Sicherheit gegen Bruch ist für die Bemessung der Nietverbindung die weitere Forderung maßgebend, daß die Betriebsbeanspruchung unter der Grenze bleibt, bei der eine Lockerung der Nietverbindung eintritt. Für die Beurteilung der Zustände an dieser Grenze sind ganz andere Vorgänge maßgebend als beim Bruch. Die mit Rücksicht auf die Lockerungsgefahr praktisch zulässige Grenze kann nur durch Dauer- und Zeitversuche für die verschiedenen Belastungsarten ermittelt werden.

Als erster hat der Franzose Lavalley 1857 den Gleitwiderstand von Nietverbindungen aus Schweißeisen ermittelt und mit 1580 kg auf 1 cm² Nietquerschnitt angegeben.[4]) Die Engländer Fairbain und Clark haben auf die Bedeutung des Gleitwiderstandes hingewiesen und durch Versuche gezeigt, daß der Gleitwiderstand mit der Länge des Nietschaftes zunimmt.[5]) Weiteres Versuchsmaterial haben Reed 1869,[6]) Wildisch 1883 bis 1884[7]) beigebracht und Werte von 1400 bis 2000 kg auf 1 cm² Nietquerschnitt gefunden. Considère[8]) schloß aus Versuchen, daß der Gleitwiderstand bei 600 bis 700 ° Stauchtemperatur einen Höchstwert erreicht. Von deutschen Brückenbauern sind Köpke, Harkort und vor allem Schwedler mit seiner grundlegenden Arbeit über Nietverbindungen[9]) zu nennen. Weiter haben von Kaven und Weisbach den Gleitwiderstand der Niete behandelt. 1892 bis 1893 hat dann Bach, Stuttgart, seine umfangreichen Versuche über den Gleitwiderstand der Schweißeisenniete durchgeführt und veröffentlicht.[10]) Die wichtigsten Ergebnisse der Bachschen Versuche sind: Die Größe des Gleitwiderstandes ist weniger von der Stauchtemperatur der Niete abhängig als von der Temperatur des Nietes im Augenblick der Beendigung des Nietens. (So wurde z. B. ein größerer Gleitwiderstand erhalten, wenn der Stempel der Nietpresse längere Zeit auf dem Schließkopf belassen, als wenn er sofort nach der Schließkopfbildung entfernt wurde.) Der Gleitwiderstand wird erhöht durch Verstemmen, das eine achsiale Verlängerung des Nietschaftes und damit eine größere achsiale Spannkraft bewirkt. Bei mehrreihigen Überlappungsnietungen ist der Gleitwiderstand kleiner als bei einreihigen Überlappungsnietungen wegen der Ungleichmäßigkeit der Kraftübertragung auf alle Niete. Laschennietungen ergeben einen geringeren Gleitwiderstand als Überlappungsnietungen.

Die Amerikaner Beardmore und White haben Bruchversuche mit Nickelstahlnietverbindungen angestellt.[11]) Über Versuche zur Erforschung des Gleitens von Nietverbindungen aus Flußeisenblechen und Nickelstahlnieten, die durch Handnietung, hydraulische Nietpressen und Preßlufthämmer hergestellt waren, hat Preuß berichtet.[12]) Die Versuche führten nach Preuß zu folgenden Ergebnissen: Die Bruchfestigkeit der mit Nickelstahlnieten hergestellten Überlappungsnietverbindungen betrug das 1,97- bis 2,22fache der Nietverbindungen mit Schweißeisennieten gleicher Nietzahl und gleichen Nietdurchmessers. Die zweiseitigen Laschennieten ergaben geringe Unterschiede der Bruchfestigkeit (Festigkeit der Nickelstahlnietverbindungen nur 1,5 mal so groß wie die Flußeisennietverbindungen), weil der Bruch infolge der Zerstörung der Lochwände und durch Ausreißen der Bleche eintrat. Hinsichtlich des Gleitwiderstandes kam Preuß zu anderen Ergebnissen als v. Bach: Da das Gleiten nicht plötzlich, sondern allmählich eintrat, so hat er als Gleitwiderstand jene spez. Belastung angesehen, bei der die Verschiebung den Betrag von $^1/_{100}$ mm erreichte. Er fand merkliches Gleiten sowohl bei Schweißeisen- als bei Nickelstahlverbindungen bereits bei Belastungen unterhalb der Nutzlasten. Das Gleiten war auf den beiden Stirnflächen der Nietverbindungen verschieden. Gleich großes Gleiten der vernieteten Teile aufeinander trat bei Nieten mit größerem Schaftdurchmesser verhältnismäßig früher auf als bei Nieten mit kleinerem Schaftdurchmesser. Das Verstemmen der Nietköpfe war hinsichtlich des Gleitens wirksamer als das Verstemmen der Blechränder.

Gleitversuche von Talbot und Moore mit Nickelstahlblechen, die durch Nickelstahlniete verbunden waren, ergaben, daß ein Gleiten bei einer Belastung der Nietquerschnitte von 724 kg/cm² eintritt. Die Probestücke wurden wiederholt belastet und entlastet. Bei den Entlastungen gingen die Verschiebungen nicht mehr vollständig zurück (Eisenbau 1910).

Zu ähnlichen Ergebnissen gelangte Rudeloff durch umfangreiche Untersuchungen, die er im Auftrage des Deutschen Eisenbauverbandes angestellt hat. Nach Rudeloff trat das Gleiten bei einer Belastung ein, die einer Zugbeanspruchung von 540 bis 1080 kg/cm² des schwächsten Querschnitts und einer Scherspannung der Niete von 400 bis 800 kg/cm² entsprach. Die von der Deutschen Reichsbahn angestellten Versuche mit Laschenverbindungen (Bleche und Niete aus St 37 und St 48) ergaben nach dem Bericht Weidmanns[13]) ein Überschreiten des Gleitwiderstandes

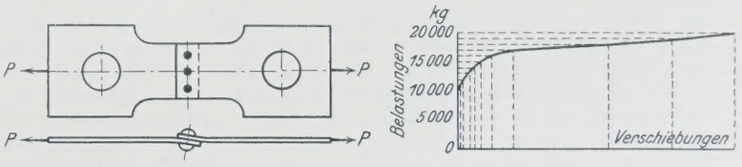


Abb. 4.

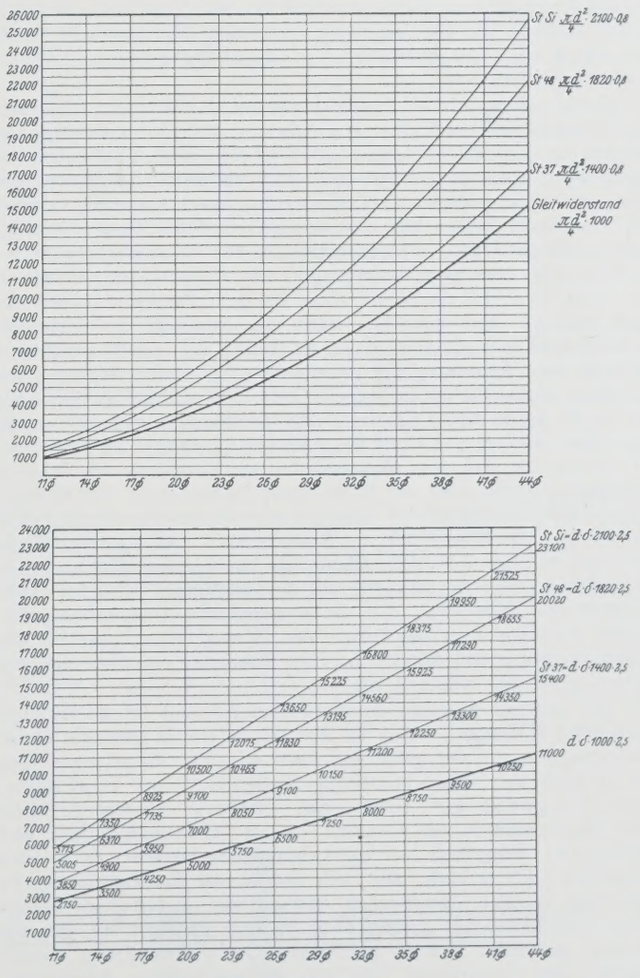


Abb. 5.

[4]) Molinos u. Pronnier, Traité de la construction des ponts métalliques. Paris 1857.

[5]) Useful Information for Engineers. London 1874.

[6]) Shipbuilding in Iron and Steel. 1869.

[7]) Transactions of the Institution of Naval Architects 1885.

[8]) Considère, Die Anwendung von Eisen und Stahl bei Konstruktionen, deutsch von Hauff. Wien 1888.

[9]) Wochenblatt des Architekten-Vereins zu Berlin, Band I, 1867.

[10]) Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure 1892 u. 1895 und Maschinenelemente.

[11]) On Nickelsteel. Transaction of the Institution of Engineers and Shipbuilders in Scottland, Band 39, 1895/96.

[12]) Die Festigkeit von Nickelstahlnieten in Verbindung mit Flußeisenblechen. Darmstadt 1909.

[13]) Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck von Nietverbindungen. „Die Bautechnik" 1927, Heft 46.

unter Lasten, die einer auf die Niete bezogenen Scherspannung von 900 bis 1200 kg/cm² entsprechen.

Nach den vorliegenden Versuchsergebnissen scheint der Gleitwiderstand von Nietverbindungen mit hochwertigen Stählen sich nicht wesentlich von dem der Schweißeisen- und Flußeisennietverbindungen zu unterscheiden. Denn die Größe des Gleitwiderstandes ist — abgesehen von der Verdrückung am Kopfe — durch die Verkürzung des rotglühend eingezogenen Nietes beim Erkalten bedingt, und zwar kommt es nach Bach, wie bereits erwähnt, nicht auf die Temperatur an, die der Niet bei Beginn des Stauchens besitzt, sondern auf die im Augenblick der Beendigung des Nietens vorhandene Temperatur. Da die Wärmedehnung bei den Kohlenstoffstählen St 37 und St 48, dem Siliziumstahl und den Nickelstählen mit bis zu 5 % Nickelgehalt annähernd gleich groß ist, so sind in Hinsicht auf die Erzeugung des Gleitwiderstandes der Nietverbindungen die Werkstoffe ziemlich gleichwertig. Nur ein Werkstoff mit größerer Wärmedehnung könnte bessere Ergebnisse liefern.

Wir stellen fest, daß bei den nach den neuen Berechnungsvorschriften (BE von 1925 und DIN 1073 Entwurf) erstellten Eisenbahn- und Straßenbrücken mit den hochgetriebenen zulässigen Spannungen nach den Versuchsergebnissen ein merkbares Gleiten der verbundenen Teile bereits unter Belastungen eintreten kann, die niedriger sind als die Nutzbelastungen, für die die Brücken berechnet sind. Ganz sicher ist dies wegen der größeren elastischen Formänderungen anzunehmen bei Brücken aus St 48 und St Si und St Ni.

Es besteht hiernach bei der neuen Brücke aus St 37, St 48 und St Si die Gefahr, daß die Nietverbindungen mit der Zeit unter den Betriebsbeanspruchungen locker werden. Ein Auswechseln gelockerter Niete wird an den Zuständen wenig ändern, weil die Grundursachen des Lockerwerdens nicht beseitigt sind. Wegen der unvermeidlichen Lockerung der Nietverbindungen kann das Klappern eintreten und unter Umständen zum frühzeitigen Verfall der Tragwerke führen.

Manche Fachgenossen bezweifeln deshalb, ob es richtig war, die Festigkeiten der für den Brückenbau in Betracht kommenden Werkstoffe und die Werkstoffausnutzung einseitig immer mehr zu steigern, ohne gleichzeitig die Verbindung so zu verbessern, daß der feste Zusammenhalt auch bei den gesteigerten Beanspruchungen dauernd gewährleistet ist.

Von Bach hat die mit Rücksicht auf den Gleitwiderstand zulässige obere Grenze der Nietbeanspruchung für die Flußeisensorten mit etwa 1000 kg auf 1 cm² Nietquerschnitt angegeben (Abb. 4). Diese Grenzziehung hat sich nach den bisherigen Erfahrungen bewährt. Die Abb. 5 zeigt, wie weit die neuen Vorschriften über diese Grenze hinausgehen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Rationalisierung im Eisenbau

unter besonderer Berücksichtigung des Baues von Abraumförderbrücken.

Von Dr. **H. Wendt.**

Zur Klärung der Frage, ob, ähnlich dem Vorgehen in der eisenverarbeitenden Industrie, eine Rationalisierung auch im Eisenbau möglich ist, muß, wie E. Schellewald in der „Bautechnik" 1927, Heft 38, S. 521 ausgeführt hat, scharf zwischen den Vorarbeiten in den Werkstätten und den Montagearbeiten auf der Baustelle unterschieden werden. Während im Maschinenbau gerade beim Zusammenbau in der Werkstätte die moderne Fließarbeit (Bandmontage) in vielen Fällen von ausschlaggebender Bedeutung für die Wirtschaftlichkeit sein kann, dürfte im Eisenbau der Schwerpunkt für die Rationalisierungs-Bestrebungen bei den Vorarbeiten in der Werkstatt zu suchen sein. Hier liegen die Verhältnisse ähnlich wie im Maschinenbau und können die bekannten Verfahren ohne weiteres sinngemäß angewandt werden.

Ganz anders auf der Baustelle! Schon der Umstand, daß nicht mit einem eingearbeiteten Stamm von Arbeitern wie in der Fabrik gerechnet werden kann, da das Hauptkontingent in den meisten Fällen an Ort und Stelle angeworben werden muß, schließt von vornherein das psychotechnische Moment der Betriebsführung (Taylorisierung) aus. Allein die Unterschiede im Temperament unter Arbeitern aus verschiedenen Gauen und Ländern würden während der verhältnismäßig kurzen Beschäftigungsdauer einer Montage alle derartigen Bestrebungen zur Aussichtslosigkeit verurteilen. Der Hebel kann also einzig und allein bei dem Montageverfahren angesetzt werden. Aber auch hier kann eine Normung des Verfahrens nur in beschränktem Maße Anwendung finden, da die jeweils gegebenen Verhältnisse eine Anpassung der Arbeitsweise an diese erfordern. Es muß also dem Montageleiter in weiten Grenzen Spielraum gelassen werden, und es ist Sache seiner Schulung und Erfahrung, jeweils mit geringstem Verbrauch an Zeit und Kraft die höchsten Leistungen zu erzielen. Dazu ist erforderlich, daß dem Montageleiter vor Aufnahme der Arbeiten Gelegenheit gegeben wird, die Verhältnisse zu studieren. Auf Grund seiner Beobachtungen wird er sich dann ein genaues Arbeitsprogramm entwerfen können und die Einstellung von Arbeitskräften und die Organisation der Baustelle in engster Fühlungnahme mit den verantwortlichen Leitern der Werkstätten unter Berücksichtigung der gegebenen Verkehrsverhältnisse durchführen. Man sieht, daß die wirtschaftliche Durchführung der Bauarbeit größtenteils in die Hände des Montageleiters gegeben und von seiner Erfahrung und organisatorischen Fähigkeit eigentlich die rationelle Arbeitsausführung abhängig ist.

Ein weiterer nicht zu unterschätzender Faktor ist die Bereitstellung geeigneter Hilfsmittel. Hier ist nur bis zu einem gewissen Grade eine Rationalisierung in der geläufigen Form möglich. Beim reinen Eisenbau selbst wird sich diese Forderung hauptsächlich auf maschinelle Bohr- und Schlagwerkzeuge sowie auf geeignete Hebezeuge beziehen. Das Handinhandarbeiten braucht — als selbstverständlich und von Anfang an eingeführt — nicht besonders erwähnt zu werden. In besonders reichem Maße läßt sich jedoch die Rationalisierung bei den mit den meisten Eisenbauten verbundenen Erdarbeiten durchführen. Hier wird tatsächlich zurzeit noch vielfach Raubbau mit den zur Verfügung stehenden Kräften getrieben. Durch Ausnutzung neuzeitlicher Bagger und Fördergeräte läßt sich die menschliche Arbeitskraft noch in weitgehendem Maße durch Maschinenkraft ersetzen, und die Praxis hat gezeigt, daß sich die Anschaffung solcher Geräte schon in kurzer Zeit bezahlt macht.

Nicht unterschätzt werden darf dabei der rückwirkende Einfluß leistungsfähiger Förderanlagen auf die Montage selbst, denn menschliche Arbeitskraft bei den Erdarbeiten bedeutet einen Unsicherheitsfaktor für die Montage, da durch Streik und Witterungseinflüsse eine solche Verzögerung eintreten kann, daß das reibungslose Ineinandergreifen der einzelnen Montageabschnitte in hohem Maße gefährdet wird. Mehr als im Eisenbau ist dieser Umstand bisher im Braunkohlentagebau erkannt und ihm Rechnung getragen worden, wo ganze Industrien von dem glatten Verlauf der Förderarbeiten abhängen. Zu einer wirtschaftlichen Betriebsführung gehört in erster Linie wie überall — so auch im Eisenbau — die Ausmerzung aller derjenigen Faktoren, die den glatten Ablauf der Montage gefährden können. Hier müssen, wie gesagt, neuzeitliche Fördermittel mehr als bisher eingesetzt werden.

Ein Sondergebiet, wo es sich um ortsbewegliche Eisenkonstruktionen in Verbindung mit maschinellen Teilen handelt, die teilweise die bekannten Gegenstände des Eisenbaues, Brücken- und Hochbauten, nicht nur an Größe erreichen, sondern sogar weit übertreffen, ist das Gebiet der Fördermittel. Alle diese Geräte sind beim Bau der Rationalisierung durch zwei Faktoren besser erschlossen als der reine Eisenbau. Das kommt daher, daß einmal eine Normung des ganzen Gerätes und besonders einiger Glieder möglich ist.

Da es sich zum Teil um Konstruktionen handelt, die an Gewicht mittlere Brücken übertreffen, so können hier schon erhebliche Ersparnisse erreicht werden, wenn sich der Tonnenpreis durch geeignete Maßnahmen und Arbeitsverfahren in der Werkstatt und auf der Baustelle auch nur um geringe Beträge herabdrücken läßt. Wie das erreicht werden kann, soll an dem Beispiel einer Abraumförderbrücke gezeigt werden, die von den Mitteldeutschen Stahlwerken konstruiert wurde. Solche Abraumförderbrücken, die ihrerseits zur Erhöhung der Wirtschaftlichkeit in Braunkohlentagebauen beitragen, sind Geräte, die große Erdbewegungen mit kleinstem Aufwand an Menschenkraft und rollendem Material bewältigen.

Die Aufgabe, das über dem in etwa 10 bis 40 m Tiefe liegenden Braunkohlenflöz lagernde Deckgebirge abzuräumen und auf kürzestem Wege auf die Halde, d. h. in den abgebauten Teil des Tagebaues zu stürzen, wird durch derartige Abraumförderbrücken einwandfrei gelöst. Das Deckgebirge wird durch Bagger, die im Hoch- und Tiefschnitt arbeiten, abgehoben und ohne jeden Umweg über den freigelegten und im Abbau befindlichen Teil des Flözes hinweg zu der durch bereits erfolgten Abbau entstandenen Ausschachtung gefördert.

Zu diesem Zwecke wird die ganze Grube durch eine Hochbrücke überspannt, die auf Schienen verfahrbar ruht. In der Brücke selbst laufen auf Stützrollen gelagert mehrere aneinandergereihte, endlose Förderbänder (im allgemeinen Gummibänder). Das obere Trum des ersten Bandes wird mit den Abraummassen beschickt und wirft diese auf das anschließende Band ab, und so fort. Durch geeignete Vorrichtungen können die Abraummassen an beliebiger Stelle abgeworfen werden, entweder zwischen den beiden Stützpfeilern der Brücke oder hinter dem haldenseitigen Stützpfeiler bis zum Ende des überkragenden Brückenarmes, dabei kann auf dem Grunde der Grube zwischen den beiden Stützpfeilern der Brücke ungestört gearbeitet und die anstehende Braunkohle abgebaut werden.

Die rein maschinellen Teile bei solcher Brücke sind der rationalisierten Herstellung natürlich in hohem Maße zugänglich. Alle bekannten, vorteil-

haften Verfahren können hier ohne weiteres Verwendung finden. Es können genormte Teile verwendet werden, selbst eine Reihenherstellung ist bis zu einem gewissen Grade möglich, denn, abgesehen davon, daß einige Teile, wie z. B. die Stützrollen für das Förderband, an jeder Brücke in größerer Anzahl vorhanden sind, kehren ähnliche oder gleiche Maschinenteile auch an anderen Massenförderanlagen wieder. Auch in der Eisenkonstruktion ist hier eine beschränkte Normung durchaus möglich.

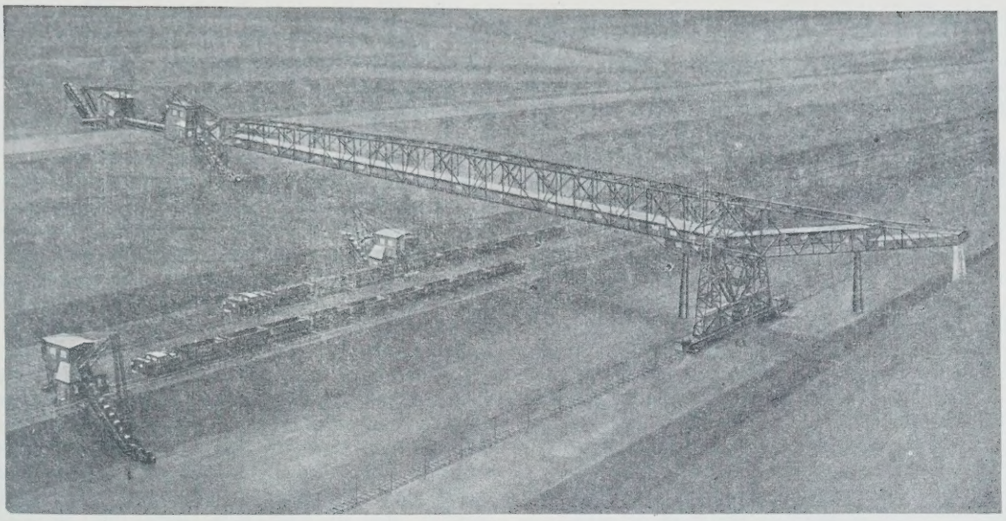


Abb. 1.

Zum besseren Verständnis soll hier die Beschreibung einer derartigen Abraumförderbrücke gegeben werden, und zwar soll als Beispiel die oben erwähnte Konstruktion der Mitteldeutschen Stahlwerke Lauchhammer dienen.

Die Arbeitsweise ist an Hand der Abbildungen ohne weiteres verständlich. Wir sehen (Abb. 1) an einem Ende der Brücke, mit dieser durch kurze, nach allen Seiten bewegliche Förderbänder verbunden, mehrere Bagger, die das Deckgebirge abräumen und das Förderband beschicken. Bei kurzen Brücken genügt ein durchgehendes Förderband; bei längeren Brücken wird dieses zweckmäßig in mehrere Einzelbänder unterteilt. Am haldenseitigen Ende der Brücke sind verschiedene Abwurfstellen vorgesehen, um eine Verteilung der Abraummassen auf der Halde vornehmen zu können. Grundsätzlich liegt eine Abwurfstelle vor der haldenseitigen Stütze zum Aufwerfen des Planums für die Brückenfahrbahn und eine oder mehrere Abwurfstellen hinter der Stütze zur Aufschüttung der Halde. Um Ungleichmäßigkeiten der Gleise auszugleichen und Schrägstellungen der Brücke zu ermöglichen, hängt sie auf der Haldenseite drehbar in einem Rahmen und ruht auf der Baggerseite verschiebbar auf einer Drehscheibe, über deren Mittelpunkt die Zuführung des Baggergutes zu dem Förderband liegt, so daß diese Zuführung stets an derselben Stelle stattfindet. Die gleitende Lagerung des Brückenträgers ist erforderlich, um bei Schrägstellung der Brücke die Längenunterschiede auszugleichen. Beide Stützen haben selbstverständlich getrennte Fahrwerke und können unabhängig voneinander verfahren werden. Die als Beispiel angeführte Abraumförderbrücke hat eine Stützweite von 150 m und eine haldenseitige Ausladung von 75 m. Die Brücke besteht aus dem Hauptgerüst in Eisenfachwerk, den Förderbändern, den Fahrwerken und den Absturzrohren und ist auf drei Punkten gelagert, und zwar liegt (im Grundriß gesehen) ein Punkt in der Mittellinie auf der Baggerseite und zwei Punkte in der Hauptstütze je links und rechts des Trägers auf der Haldenseite. Die Brücke ist mit jeder Stütze bis zu einem gewissen Winkelausschlage verfahrbar. Zu diesem Zwecke ist sie an der Haldenseite, wie schon oben erwähnt, in einem Rahmen gelagert, der sich um zwei in der Mittelachse der Brücke befindliche senkrechte Zapfen dreht und somit alle durch Wind, Bremsung und Schrägstellung verursachten Kräfte aufnimmt, im übrigen aber alle im Betriebe notwendigen Bewegungen zuläßt. Die Längsverschiebung geschieht nur an der Baggerseite, wo die Brücke mit ihrem Untergurt auf einem Fahrgestell aufsitzt, das eine Drehscheibe trägt. Die Drehscheibe ist mit Tragrollen ausgerüstet, auf denen sich der Untergurt des Brückenträgers aufstützt und in der Längsrichtung verfahren werden kann. Durch die bereits erwähnte Anordnung der Drehscheibe über der Mitte des Fahrgestells bleibt der Schwenkpunkt der Brücke ohne Rücksicht auf die Längsverschiebung stets in der Mitte des Fahrgestells, so daß eine verhältnismäßig einfache Übergabe des Fördergutes möglich ist. Zu diesem Zwecke läuft das Förderband nicht in der Richtung des Untergurtes weiter, der vor dem Fahrgestell hochgezogen ist, sondern tritt aus dem Träger heraus bis in die Mitte des Fahrgestells. In Abb. 1 u. 2 sind für die Gewinnung des Abraums für den Tiefschnitt ein Tiefbagger und für den Hochschnitt ein drehbarer Hochbagger angegeben, von denen das Fördergut über einen Verbindungsträger mittels Förderbandes zur Brücke gebracht wird. Es können natürlich auch Bagger zur Anwendung kommen, die als Hoch- und Tiefbagger gleichzeitig arbeiten. Dadurch würde sich die Durchbildung der Brücke und die Zubringung des Fördergutes noch vereinfachen, indem der bereits erwähnte Verbindungsträger mit Band wegfallen könnte. Das von den Baggern durch die Zubringerbänder zur Mitte des Brückenfahrgestells gebrachte Fördergut wird auf das Hauptbrückenband geleitet. Es nimmt seinen Weg über die ganze Förderbrücke, um dann vor der haldenseitigen Stütze oder hinter dieser zum Absturz gebracht zu werden. Zur gleichmäßigen Verteilung des Fördergutes über den ganzen Tagebau dient die bereits erwähnte Schrägstellung der Brücke.

An allen Übergabestellen der Bänder, bei denen das Fördergut von einem Hauptband auf das andere übergeben wird (s. bes. Abb. 2), sind zweckmäßig kurze Bänder zwischenzuschalten, die den Sturz des Materials auffangen und für eine sanfte Überladung auf das anschließende Band sorgen. An den Überladestellen sind, sofern dort das Material abgestürzt werden soll, diese Übergabebänder verfahrbar eingerichtet, so daß sie hinweg-

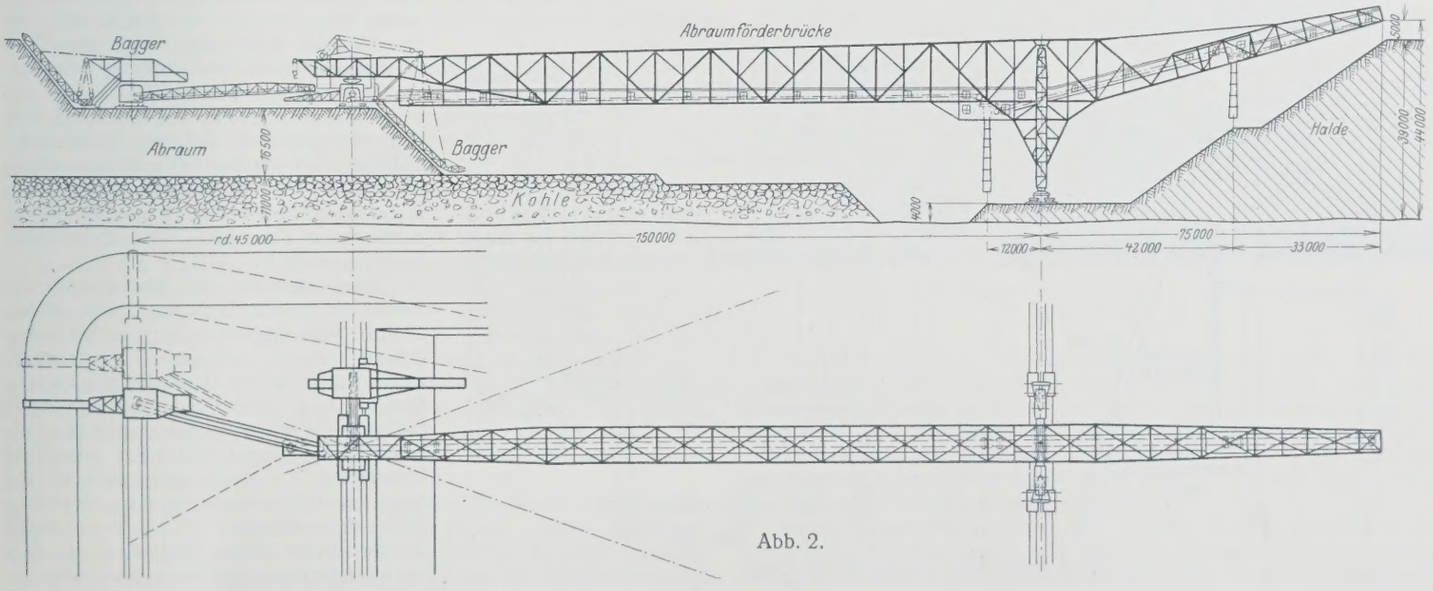


Abb. 2.

gezogen werden können, damit das Fördergut über die Endtrommel unmittelbar in das Abwurfrohr fällt. Gegen Witterungseinflüsse ist die gesamte Bandstraße wetterfest eingekleidet und, um ein Einfrieren des Fördergutes im Winter zu vermeiden, heizbar eingerichtet. Durch geeignete Durchbildung des Fahrwerkes ist erreicht, daß alle Laufrollen gleichen Druck aufnehmen und das Gleis auf der ganzen tragenden Fläche gleich hoch belastet ist. Der Antrieb jeder Stütze geschieht für sich. Um jedoch ein Überschreiten der höchstzulässigen Schrägstellung zu vermeiden, sind entsprechende Sicherungen und Endschalter vorgesehen. Neu ist bei der von den Mitteldeutschen Stahlwerken konstruierten Förderbrücke, daß die Verschiebung nicht auf der haldenseitigen Stütze, sondern auf dem Untergestell auf der Baggerseite stattfindet. Dadurch wird erreicht, daß infolge des auf der Baggerseite wesentlich niedrigeren Auflagerdruckes weniger Widerstand beim Verschieben entsteht. Außerdem ist klar, daß auf dem frisch aufgeschütteten Boden auf der Haldenseite das Gleis weniger gut verlegt werden kann als auf der Baggerseite, wo der gewachsene Boden durch einen Baggerschnitt gleichmäßig abgetragen wird. Die Brücke kann Kurven von rd. 50 m Halbm. durchfahren und sich infolgedessen der durch das Kohlevorkommen bedingten Form der Grube weitgehend anpassen.

Bei der vorstehend beschriebenen Brücke ist der Umstand, daß für die Ausführung Siliziumstahl verwendet wird, als ein Weg zur Rationalisierung zu betrachten.

Bei der Arbeit in der Werkstatt werden selbstredend alle in dem Aufsatze von Schellewald angeführten Verfahren weitgehend berücksichtigt, wie solches in neuzeitlichen Betrieben üblich ist. Die Verwendung von hochwertigem Material ist auch in dem obengenannten Aufsatz als Weg zur Verbilligung genannt worden. Die dort erwähnten Schwierigkeiten der fast unmöglichen einwandfreien Kennzeichnung solchen Materials bestehen allerdings, können aber durch größte Achtsamkeit und richtige Organisation eingeschränkt werden, besonders in solchen Werken, die Selbsthersteller der Baustähle sind, die sie verarbeiten. Aus der Erfahrung der Mitteldeutschen Stahlwerke, die sowohl St 48 als auch Siliziumstahl (Si-Stahl) in ihren Riesaer Werken herstellen, kann Vorstehendes jedenfalls gesagt werden. Der von Schellewald vorgeschlagene Weg der Einführung von Sonderprofilen für hochwertigen Werkstoff scheint insofern bedenklich, als ein solcher Weg sich einer rationellen Bearbeitung entgegenstellen würde und dem als richtig erkannten Bestreben, die Anzahl der Profile einzuschränken, widerspricht; Bedenken, die ja Schellewald selbst erkannt und in seinem Aufsatz auch geäußert hat. Alles, was Schellewald sonst über die Verwertung hochwertiger Stähle sagt, kann nach den Erfahrungen der Mitteldeutschen Stahlwerke Wort für Wort bestätigt werden.

Die Überlegenheit des Siliziumstahles geht beispielsweise daraus hervor, daß eine von den Mitteldeutschen Stahlwerken ausgeführte zweigleisige Eisenbahnbrücke mit einer Spannweite von 80 m bei Ausführung in St 37 ein Gewicht von 700 t gehabt hätte, bei Ausführung in Si-Stahl aber ein Gewicht von 512 t hatte, also 27 % Gewichtsersparnis ergab.

Es erübrigt sich, an dieser Stelle näher auf die Verbesserung der Arbeitsverfahren einzugehen, da dieses von dem mehrfach angegebenen Verfasser in ausgiebiger Weise geschehen ist. Es ist noch zu bemerken, daß alles, was von Schellewald über den allgemeinen Eisenbau gesagt ist, in noch höherem Maße für den Bau von Abraumförderbrücken gilt, da hier immerhin erhebliche Ansätze für Normung einzelner Konstruktionsglieder auch für die nicht maschinellen Teile vorhanden sind. Namentlich die auch in anderen Massenfördergeräten immer wiederkehrenden Glieder, die die Verbindung der maschinellen mit den rein eisenbaulichen Teilen herstellen, sind einer Normung und beschränkten Reihenherstellung zugänglich.

Abweichend vom normalen Brückenbau, der dem Bau von Abraumförderbrücken am nächsten kommt, ist die Montage.

Während beim Brücken- und Eisenhochbau feste Verhältnisse an der Baustelle gegeben sind, die sich bei dem Bau mehr oder weniger verschieden gestalten werden, ist bei der Montage von Abraumförderbrücken infolge ihrer Ortsbeweglichkeit eine zweckmäßige Wahl der Montagestelle möglich, und es kann sich hierbei bis zu einem gewissen Grade ein Normalverfahren für die Montage herausschälen.

Der Umstand, daß die fertige Abraumförderbrücke in einer mehr oder weniger tiefen Grube Aufstellung findet, kann in besonders gearteten Fällen für die Montage insofern von Vorteil sein, als dadurch die Möglichkeit besteht, kostspielige Rüstungen zu ersparen.

Zu diesem Zwecke kann der ganze Brückenträger zu ebener Erde ausgelegt werden, während die beiden Stützen in an passenden Stellen angebrachten Erdeinschnitten untergebaut werden. Die fertige Brücke wird dann einfach aus den Einschnitten herausgefahren und auf die eigentlichen Fahrgleise gebracht.

Kann diese Montageart nicht angewendet werden, so wird zweckmäßig das Mitteljoch auf eine Rüstung gebaut, dagegen werden die beiden Ausleger frei vortragend montiert.

Selbstredend kommen für die beträchtlichen Höhen und Gewichte Handhebezeuge für die Montage nicht mehr in Frage, sondern lediglich maschinelle Hebezeuge.

Die Hauptsache für eine wirtschaftliche Montage aber ist, daß schon im Werk hierauf Rücksicht genommen wird und alle Teile von dem Gesichtspunkte aus fertiggestellt werden, daß der Einbau bei der Montage möglichst wenig Schwierigkeiten bietet.

Bau eines hochwasserfreien Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel Sylt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **H. Pfeiffer** und Regierungsbaumeister **W. Mügge.**

(Schluß aus Heft 6).

Die günstige Witterung im Winter 1924/25 gestattete es auch, mit dem Bau der Abschlußspundwand sowohl auf der Festlandbaustelle wie auf der Inselseite frühzeitig energisch zu beginnen.

Auf der Festlandbaustelle wurde zunächst ein während der langwierigen Verbauung des Osterleys vor Kopf des Spundwanddammes bei Stat. 3 + 700 entstandener 80 m langer und 4 bis 5 m tiefer Kolk verbaut. Dann aber schritt der Bau ohne Schwierigkeiten vorwärts bis zur Mitte des Holländer Loches, wo inzwischen das geplante Durchlaßwehr in einer Länge von 150 m vorbereitet war. Die Bauart des Wehres ist in Abb. 8 dargestellt. Zum Schutze gegen die Vertiefung des Watts durch das hindurchströmende Wasser war eine Grundspundwand geschlagen, zwischen die alle 2,50 m Differdinger Breitflanschträger eingerammt wurden. Die Wattsohle daneben wurde 5 m breit durch starke Steinschüttung gegen Ausspülung geschützt. Darüber hinweg führte eine Pfahljochbrücke. Zwischen den Differdinger Trägern wurden später beim Dichten der Wehröffnung aus Spundbohlen bestehende Schütztafeln eingesetzt und durch Steinschüttung gesichert.

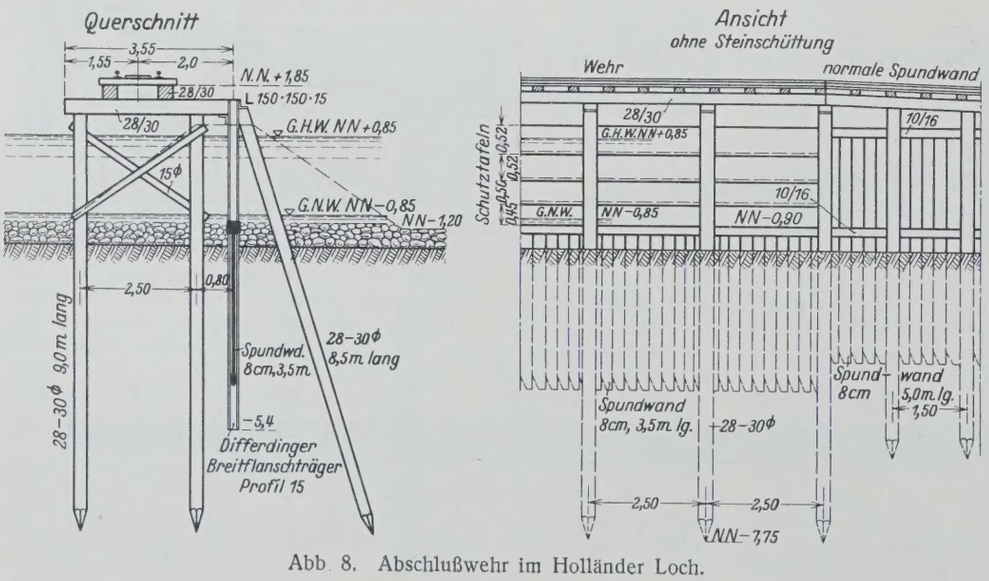


Abb. 8. Abschlußwehr im Holländer Loch.

Westlich des Wehres wurde der normale Spundwanddamm weiter vorgetrieben, und es zeigte sich, daß die 150 m lange Öffnung im Holländerloch vollkommen ausreichte, um den Vortrieb von der Strömung zu entlasten. Eine weitere Entlastungsöffnung wurde beim Durchbauen des alten Sylter Leys angewendet.

Beim Vortrieb der Spundwand von Nösse aus wurden zunächst im Westerley ähnliche Schwierigkeiten durch die Strömung erwartet, wie sie sich auf der Festlandbaustelle gezeigt hatten. Diese Schwierigkeiten traten jedoch nicht ein. Das hohe Watt östlich des Westerleys konnte ohne nennenswerte Auskolkungen und ohne erhebliche Verstärkung des eingeengten Stromes vor Kopf erreicht werden, obwohl durchweg Wassertiefen von 2,00 bis 2,50 m bei MHW zu durchbauen waren. Der Bau von Entlastungsöffnungen war nicht notwendig.

Die Ursache dafür, daß sich die Strömung beim Durchbauen des Westerleys nur unerheblich verstärkte, während sie doch auf der Festlandseite im Osterley so ungeheuer gewachsen war, ist in der Höhenlage der nördlich des Dammes befindlichen Wattflächen zu suchen. Auf der Sylter Seite waren die nördlich des Dammes gelegenen Wattflächen sehr niedrig. Bei einsetzender Flut wurden die Wattflächen von Norden vom Lister Tief her überflutet, wenn die von Süden kommende Flutwelle durch geringen Anstau an der Südseite der Spundwand verzögert wurde. Bei eintretender Ebbe flossen die nördlich der Spundwand befindlichen Wassermengen nur zum geringen Teil nach Süden, zur Hauptsache aber über die niedrigen Wattflächen nach Norden ab.

Auf der Festlandseite hingegen lagen nördlich des Dammes bedeutend höhere, durch kein Priel unterbrochene Wattflächen, die etwas Gefälle nach der Dammlinie hatten. Die Füllung des zwischen diesen hohen Wattflächen und der Abschlußspundwand gelegenen Beckens bei Flut geschah von Süden her. Erst kurz vor Hochwasser erhielt das Becken auch Wasser von Norden. Bei Ebbe konnten nur geringe Wassermengen nach Norden abfließen. Der Hauptinhalt des Beckens floß, dem Gefälle des Watts folgend, nach Süden ab. Deswegen mußte sowohl bei Flut wie auch bei Ebbe bei fortschreitender Einengung der Durchflußöffnung durch den Spundwanddamm ein immer stärkerer Anstau an der Spundwand entstehen, der, wie bereits erwähnt, schließlich 1 m betrug.

Die Strömung, die beim Durchbauen des Westerleys immerhin vor Kopf vorhanden war, wurde durch die gewaltigen dort liegenden Seegrasfelder, in denen der Strom starke Hindernisse fand, abgeschwächt.

Abb. 9. Spundwand mit Absteifungspfählen.

Die Rammung der Spundwand und der Ankerpfähle geschah auf beiden Baustellen vorwiegend mit Handzugrammen; nur wo größere Wassertiefen vorhanden waren, wurden die Ankerpfähle durch eine Dampframme von einem kleinen flachgehenden Prahm aus geschlagen. Die Anwendung der primitiven Handzugrammen war bei der Höhenlage der Spundwandoberkante von nur 25 cm über MHW und der leichten Bauweise zweckmäßig. Die Rammen waren häufigen Überflutungen und dem Wellenschlage ausgesetzt und blieben doch stets betriebsfähig. Sofern die Wasserstände nur eben ein Begehen der Spundwand gestatteten, wurde am Vortrieb gearbeitet (Abb. 9).

Gute Witterung und vorzüglich eingearbeitete Rammkolonnen förderten die Arbeiten über das vorgesehene Programm hinaus derart, daß man sich entschließen konnte, den Zusammenschluß noch im Herbst des Jahres 1925 zu wagen. Er wurde am 16. September ausgeführt, also früh genug, um die Wehre durch Schütztafeln zu schließen und die Spundwand noch vor Eintritt der Sturm- und Eisperiode überall durch Steinbewurf zu sichern. Die Schlußstelle lag auf der Dracht, einem hohen Watt zwischen dem Westerley und dem alten Sylter Ley.

Es war von manchen Seiten befürchtet worden, daß sich die Strömung an der Schlußstelle bis zur Unüberwindlichkeit steigern würde. Tatsächlich bot aber der Zusammenschluß überhaupt keine Schwierigkeiten. Jedes Tief wirkte für sich und verstärkte nach seiner Durchbauung nicht etwa die Strömung im nächsten Tief. Wahrscheinlich wären die Schwierigkeiten am Schluß größer gewesen, wenn die Tiefs während einer winterlichen Unterbrechung Zeit gehabt hätten, sich zu verlagern. Eine solche Verlagerung war durchaus nicht ausgeschlossen. Dieser Gesichtspunkt war für die Schließung der Spundwand noch im Jahre 1925 vor allen Dingen maßgebend gewesen.

Die Leistungen beim Bau des Spundwanddammes waren außergewöhnlich hoch. Im Laufe der letzten sechs Monate vor dem Zusammenschluß waren 8000 m oder im Durchschnitt täglich 53 m hergestellt worden, und zwar waren es nicht allein Prämien, durch die die Vortriebskolonnen angespornt wurden, sondern es war das Interesse am Werk selber, das die Leute auch bei Sturm und Regen immer wieder vorwärtstrieb.

Fortschreitend mit dem Vortrieb war auf dem Spundwanddamm ein Fördergleis von 90 cm Spur vorgestreckt worden, so daß einige Tage nach dem Zusammenschluß die Gleisverbindung zwischen dem Festland und der Insel hergestellt werden konnte. Die Sylter Baustelle wurde dadurch unabhängig vom Seetransport und ihre Versorgung mit den notwendigsten Baustoffen vom Festlande aus sichergestellt. Vor Herstellung der Gleisverbindung war eine Flotte von 30 Seglern und 3 Schleppdampfern mit 20 Schuten mit dem Baustofftransport von Husum nach Nösse beschäftigt gewesen.

Abb. 10. Mit Schüttsteinen gesicherter Spundwanddamm bei Hochwasser. Das Gleis ist teilweise durch einen Nordweststurm herabgerissen.

Zum Einschütten des Spundwanddammes wurden 120 000 t Granitsteine eingebracht. Der mit Steinen eingeschüttete Spundwanddamm bildete einen festen Wall, der auch bei Überströmung und Eisschub unbeschädigt blieb (Abb. 10).

Nachdem die Strömung durch die Spundwand abgedämmt war, ging der im Frühjahr 1925 wieder aufgenommene Spülbetrieb planmäßig vor sich.

An der Festlandseite arbeiteten zwei Spülbagger im Schutze des Spundwanddammes nach Westen vor und spülten den unteren Dammteil bis etwa 1,00 m über NN auf (Abb. 11). Zur vollständigen, im Hinblick auf die Eigenart des Baues unerläßlichen Ausnutzung der Geräte wurde in zwei Schichten von je zwölf Stunden ununterbrochen gearbeitet. Die Spülung erreichte im Herbst 1925 die Ostkante des Holländer Loches. Die Verluste blieben infolge des Schutzes durch den Spundwanddamm trotz der schlechten Spülbodenbeschaffenheit in erträglichen Grenzen.

Abb. 11. Eimerbagger mit Spülpumpe und schwimmender Rohrleitung.

Bedeutend günstiger waren die Verhältnisse auf der Sylter Seite. Der Baggerboden im Landtief war ein äußerst grobkörniger Kies, der reichlich Steine von Faustgröße enthielt. Dieser Boden ließ sich bis zur gewünschten Höhe NN + 3 m aufspülen. Er lagerte sich in unmittelbarer Nähe der Spülrohrmündung ab. Das Spülfeld war steil und kurz. Ein Durchtreiben von Spülboden durch die Fanglahnungen über Spundwandhöhe trat kaum ein, so daß die Verluste recht gering blieben.

Selbstverständlich minderte die schwere Bodenbeschaffenheit die Leistung des Spülers etwas herab. Bei einer Rohrleitungslänge von 500 m betrug die stündliche Leistung nur noch 300 m^3 und nahm bei Verlängerung

der Rohrleitung rasch weiter ab. Bei 800 m langer Rohrleitung wurden die Leistungen so gering, daß eine weitere Verlängerung unwirtschaftlich wurde. Im Herbst 1925 wurde die Spülung bis km 10 nach Osten vorgetrieben.

Nach den guten Erfahrungen mit dem Spülbetrieb im Jahre 1925 wurde im Frühjahr 1926 noch weiteres Gerät auf die Baustellen gebracht. Die Baustelle Nösse erhielt drei Eimerbagger mit zusammen 1250 m³ Stundenleistung und zwei Spüler von gleicher Leistungsfähigkeit. Die Festlandbaustelle erhielt zu den bereits 1925 dort beschäftigt gewesenen Geräten noch zwei Spülbagger von je 80 m³ Stundenleistung hinzu.

Auf der Festlandseite blieben die Spülbodenverhältnisse unverändert. Zunächst war das Holländer Loch aufzuspülen. Dort waren besonders hinter der ehemaligen Wehröffnung größere Tiefen vorhanden, deren Auf-

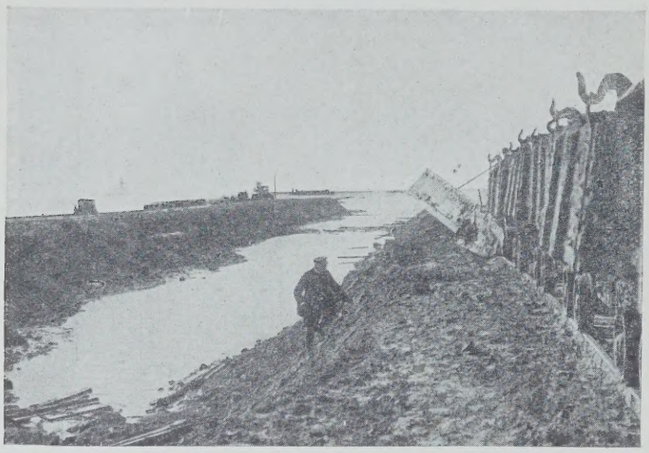


Abb. 12. Trockenschüttung der eberen Dammschichten.

Abb. 13. Tonabdeckung des Dammes von Nösse aus.

höhung naturgemäß längere Zeit in Anspruch nahm. Durchweg wurde eine Aufspülung bis mindestens NN + 2 m vorgenommen. Teilweise wurden Höhen von über NN + 3 m erreicht.

Auf der Sylter Seite wurden, um entsprechend den Erfahrungen im Vorjahre die Rohrleitung nicht unwirtschaftlich lang werden zu lassen, in Entfernungen von 800 m Spülerliegestellen eingerichtet. Nach den Bodenuntersuchungen hörte östlich von km 9 das gut zu spülende grobe Bodenmaterial auf. Dort waren nur tonig-sandige Bodenarten vorhanden. Es wurde geplant, diese tonig-sandigen Bodenarten nur bis zur Spundwandhöhe aufzuspülen und die Aufspülung darüber hinaus mit grobem Material vorzunehmen. Nun ließ sich zwar das Aufspülen der schlechten Bodenmassen bis zur Spundwandhöhe, wenn auch mit einigen Verlusten, durchführen. Jedoch trockneten die aufgespülten Massen nicht aus und blieben so schlammig, daß sie unter der Last des auf sie aufgebrachten groben Sandes auswichen und aus dem Dammkörper hinausgedrängt wurden. Die hoch aufgebrachten Sandmassen brachen mit den Spüllahnungen ein. An einzelnen Stellen wich sogar die Spundwand aus, ohne jedoch zum Bruch zu kommen.

Die Störungen wurden schließlich so erheblich, daß man sich entschließen mußte, das Spülen der tonigen Bodenarten ganz aufzugeben und nur die westlich von km 9 vorhandenen groben Sandmassen zu verwenden.

Um möglichst weit nach Osten vorzudringen, mußte der Boden vom einen Spüler zum anderen und durch diesen weitergedrückt werden. Es gelang auf diese Weise, bis zur Mitte des Monats August die Spülfläche der Festlandbaustelle bei km 6,5 zu erreichen. Dabei wurden auf der Strecke von km 8 bis 6,5 durchweg Spülhöhen von NN + 3,80 m erreicht.

Im Jahre 1926 wurden durch den Spülbetrieb auf beiden Baustellen zusammen im Durchschnitt täglich 14 000 m³, gemessen im Dammkörper, gefördert. Dabei sind sämtliche Verluste abgerechnet.

Den Spülarbeiten unmittelbar folgend, wurden die oberen Schichten des Dammes durch Trockenförderung aufgebracht.

Auf der Festlandbaustelle war durch die Unternehmung Philipp Holzmann A.-G. zu den beiden B-Baggern noch ein O-Bagger herangeschafft, die Strecke auf dem Wiedingharder Vorlande 1 m über MHW gelegt und unterschottert worden. Nach diesen Maßnahmen vollzog sich die Trockenförderung ohne erhebliche Störungen planmäßig mit durchweg recht guten Leistungen, obwohl der zu fördernde kleihaltige Boden sehr naß war und somit die Fahrbarhaltung der Kippgleise manche Arbeiten erforderte.

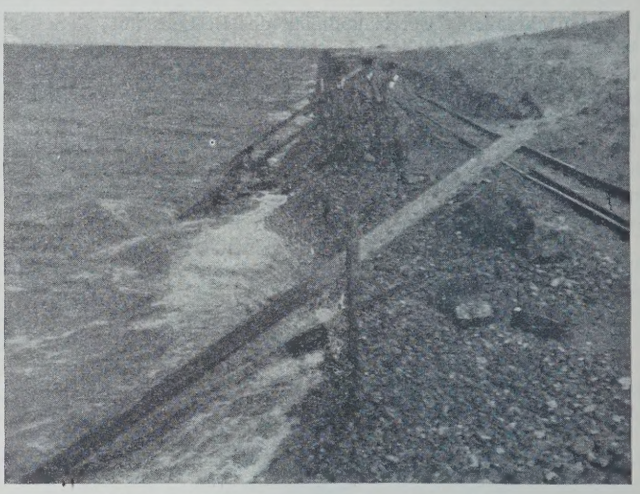


Abb. 14. Herrichtung der Pflasterunterbettung.

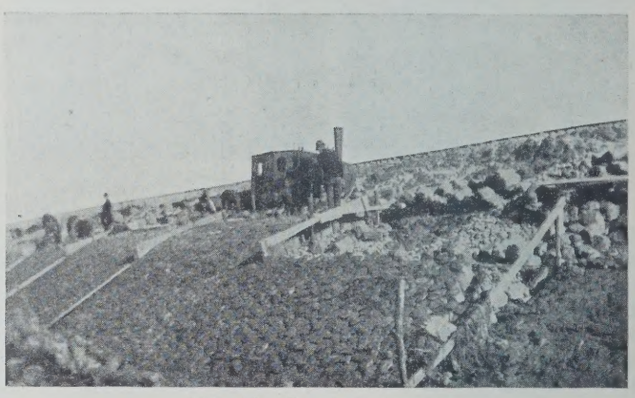


Abb. 15. Basaltpflasterung.

Auf der Inselseite wurde der Boden aus dem Bahneinschnitt durch den Morsumer Höhenrücken entnommen. Dort hatte die Firma Peter Fix Söhne G. m. b. H., Duisburg-Meiderich, zwei Löffelbagger mit 2 m³ Löffelinhalt angesetzt. Der Förderboden war ein reiner trockener Sand, ein Material, mit dem ohne Schwierigkeiten gute Leistungen erzielt werden konnten. Zum Abdecken des Dammes wurde etwas nördlich des Bahneinschnittes Tonboden entnommen. Hierzu hatte der Unternehmer einen O-Bagger aufgestellt. Da der Tonboden bei der Entnahme recht trocken war, erzielte der O-Bagger sehr gute Leistungen. Die Verteilung des Tones in dünner Lage über den gesamten Dammkörper war natürlich umständlich und erforderte viel Gleis- und Handarbeit, zumal wenn der geschüttete und gelockerte Tonboden durch Niederschläge naß und plastisch geworden war. Zur Erzielung ausreichender Dichtigkeit war es natürlich erwünscht, wenn der Tonboden möglichst plastisch eingebracht wurde (Abb. 12 u. 13).

Dank der Bemühungen beider Unternehmer gelang es, die Erdarbeiten bis zum Herbst 1926 nahezu zu vollenden.

Dem Fortschreiten der Erdarbeiten auf dem Fuße folgend, wurden die Böschungen des Dammes gepflastert und besodet.

Anfangs wurde das Pflaster in Granit ausgeführt, bald aber ging man zu Basaltpflaster aus 30 cm langen Säulen mit 800 kg Gewicht auf 1 m² über. Basaltpflaster bietet vermöge seines größeren Gewichtes und der eng aneinander liegenden Seitenflächen der Säulen der See besser Widerstand als Granit. Auch sind Basaltsäulen schneller zu pflastern als Granitsteine

und haben gegenüber diesen verschwindend geringen Abfall, so daß das Basaltpflaster trotz des höheren Beschaffungspreises und der höheren Frachten kaum teurer wurde als Granitpflaster. Vor allem aber war Basalt in den benötigten Mengen schnell genug zu beschaffen.

Zum Pflastern wurden zunächst geübte Leute aus dem Rheinlande herangezogen. Bald aber lernten auch die einheimischen Arbeiter das Pflastern mit Basaltsäulen und vermochten ein den Anforderungen entsprechendes, dichtes Pflaster herzustellen.

Die Soden wurden auf dem Wiedingharder Vorlande zwischen dem Damm und der deutsch-dänischen Grenze entnommen.

Am 9. bis 12. Oktober 1926 wurde der noch nicht völlig fertiggestellte Damm einer schweren Belastungsprobe durch Sturmfluten unterworfen. Die See erhob sich an diesen Tagen an der Baustelle bis 2,50 m über MHW und erreichte in mehreren Tiden diese Höhe. In der Nacht vom 9. zum 10. Oktober herrschte Südweststurm, an den folgenden Tagen Nordweststurm. Beide Dammböschungen hatten also den Angriff der Wogen zu erleiden. Es zeigte sich, daß die Pflasterung allen Angriffen der See vorzüglich standhielt. Der über der Pflasterhöhe liegende, teilweise frisch besodete, teilweise nur roh geschüttete Dammteil wurde jedoch nicht unerheblich beschädigt. Aus diesem Grunde wurde auf der Böschung 1 : 8 im Laufe des Winters 1926/27 und im Sommer 1927 das bewährte starke Basaltpflaster auf Grandunterbettung im allgemeinen in einer Breite von 4 m, an den besonders gefährdeten Stellen, nämlich im Holländer Loch und in den ersten 2,5 km der Südseite, in einer Breite von 5 m verlegt. Es darf angenommen werden, daß auf diesem verbreiterten Pflaster die Kraft der überschlagenden Wellen gebrochen werden wird (Abb. 14 u. 15).

Mit Anrechnung der Verluste durch Sturmfluten betrug die Gesamtförderung an Bodenmassen für den Wattenmeerdamm 3 600 000 m³. Davon sind durch Spülung im Eigenbetriebe der Bauverwaltung eingebracht worden:

a)	durch die Festlandbauleitung .	750 000 m³
b)	durch die Inselbauleitung .	1 000 000 m³
	zusammen	1 750 000 m³

Mittels Trockenschüttung sind durch die Unternehmerfirmen eingebracht worden:

a)	durch die Firma Philipp Holzmann A.-G., Kleiboden .	1 300 000 m³
b)	durch P. Fix Söhne G. m. b. H., Sand- und Tonboden .	550 000 m³
	zusammen	1 850 000 m³

Durch die Bauverwaltung sind weiter im Eigenbetriebe hergestellt worden: 9300 lfd. m Spundwanddamm sowie mehr als 200 000 m² Böschungspflaster. Die Besodung wurde auf der östlichen Dammhälfte durch die Firma Philipp Holzmann A.-G., auf der westlichen Dammhälfte durch die Bauverwaltung ausgeführt.

Die wichtigsten Naßbagger- und Spülgeräte wurden von folgenden Firmen erbaut: Stettiner Oderwerke A.-G. zwei Spüler (Schutensauger) von je 625 m³ Stundenleistung, Schiffs- und Maschinenbau A.-G. Mannheim ein Eimerbagger von 500 m³ Stundenleistung, Gebr. Sachsenberg, Roßlau (Elbe) ein Eimerbagger von 300 m³ Stundenleistung, Lübecker Maschinenbau A.-G. zwei Eimerbagger mit Spülvorrichtung von je 80 m³ Stundenleistung.

5. Verstärkung der Festlanddeiche. Eine Untersuchung des Einflusses des Dammes auf die Strömungen und Wasserstände im Wattenmeere hat ergeben, daß infolge des Abschneidens der Flutwellen in der Dammlinie eine Erhöhung der Sturmfluten besonders in der südlichen Bucht entstehen kann. (Vergl. Dr.-Ing. Krey, Der Verlauf von Tide- und Sturmflutwellen in Meeresarmen und die Wirkung eines Abschlusses, mit besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse hinter Sylt; Zentralblatt der Bauverwaltung 1921, S. 91.) Aus diesem Grunde war eine vom Kreuzungspunkte des Dammes mit dem Festlandseedeich nach Süden und Norden allmählich auslaufende Erhöhung des Seedeiches erforderlich. Da aber hier ein 600 m breites deichreifes Vorland vorhanden war, wurde im Auftrage des preußischen Ministeriums für Landwirtschaft, Domänen und Forsten vor dem alten ein neuer 0,60 m höherer Seedeich 5 km nach Süden, 1 km nach Norden erbaut und hierdurch ein 270 ha großer fruchtbarer Koog geschaffen. Von den Anschlußpunkten des neuen Deiches an den alten wurde dieser im Einvernehmen mit dem Deichverbande nach Süden auf weitere 6,5 km, nach Norden auf 3 km Länge erhöht.

Bei der Kürze der Beobachtungszeit konnte bisher noch nicht festgestellt werden, ob die erwarteten Änderungen in den Sturmfluthöhen eintreten.

6. Landgewinnung. An der Festlandküste gegenüber der Insel Sylt sind in früheren Jahrhunderten sehr umfangreiche Flächen von Neuland durch Anschlicken entstanden. Vor dem Geestrücken des Festlandes haben sich 12 bis 16 km breite Marschflächen abgesetzt, die im Laufe der Jahrhunderte eingedeicht worden sind.

Nachdem durch die früheren Eindeichungen alle ruhigen Buchten an der Küste beseitigt worden waren, verzögerte sich die Anlandung, da durch die vorhandene Küstenströmung der Schlick größtenteils wieder fortgespült wurde.

Durch den Damm sind am Festlande zwei neue Buchten entstanden, in denen der von der Nordsee mitgeführte Schlick und Sand zur Ablagerung kommen kann. Schon während der Bauzeit machte sich ein starkes Anschlicken an der Festlandküste bemerkbar, das durch den Bau von Lahnungen und Begrüppelungen noch gefördert werden kann.

Es ist daher zu erwarten, daß infolge des Dammbaues die Festlandküste sich weiter nach Westen verlegen wird und daß vor der jetzigen Küste neue fruchtbare Marschköge in nicht allzu ferner Zeit entstehen werden.

Die Kosten des Dammes haben rd. 18 500 000 R.-M. betragen. Das sind rd. 1700 R.-M. für 1 m Damm.

Für den Bau des Dammes war während der Vorarbeiten das preußische Ministerium der öffentlichen Arbeiten zuständig. Nach dessen Auflösung übernahm das Reichsverkehrsministerium die technische Oberleitung. Die Finanzierung geschah unter Beteiligung des preußischen Staates durch die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft.

Während der Bauausführung bearbeitete Ministerialrat R. Schmidt im Reichsverkehrsministerium und Oberregierungs- und Baurat Dinkgreve von der Regierung Schleswig die Angelegenheiten des Sylter Dammbaues. Für die Vorarbeiten wurde im Jahre 1914 die Bauabteilung Sylt in Husum eingerichtet, die im Jahre 1922 für die Bauausführung in das Neubauamt Dammbau Sylt unter Leitung des Regierungsbaurats Dr.-Ing. Pfeiffer umgewandelt wurde.

Die Leitung der Festlandbaustelle war dem Regierungsbaumeister Weinnoldt, die Leitung der Inselbaustelle dem Regierungsbaumeister W. Mügge übertragen.

Der Motorblock für Gleichstromblockung zur Sicherung der Eisenbahnzugfahrten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Ingenieur **K. Becker**, Darmstadt.

In Deutschland galt die Wechselstromblockung für die Sicherung der Eisenbahnzugfahrten bisher als Regel. Doch will es scheinen, als ob auch diese altbewährte Einrichtung nicht unsterblich sei. Denn mit der zunehmenden Ausbreitung der Starkstromanlagen sind der mit Schwachstrom betriebenen Wechselstromblockung ernste Schwierigkeiten infolge störender Einflüsse durch Fremdströme erwachsen. Sogar das Auftreten abirrender Erdströme benachbarter Straßenbahnen machte streckenweise Vorkehrungen durch Herstellung von Rückleitungen an Stelle der Erdung erforderlich, um ein störungsfreies Arbeiten der Wechselstromblockung zu ermöglichen.

Besonders unangenehme Folgeerscheinungen verursachten die Hochspannungsfreileitungen, weil bei ihnen Wechselströme in Frage kommen, durch deren Induktionswirkung ein Blockfeld ausgelöst werden kann. Die Deutsche Reichsbahn hat zwar in den „Bahnkreuzungsvorschriften für fremde Starkstromanlagen“ [1]) Anordnung getroffen, um fremde Starkstromleitungen vom Bahngebiet soweit als möglich fernzuhalten. Auf mit Wechselstrom betriebenen Bahnen sucht man die Blockleitungen gegen induzierende Einflüsse der 15 000-V-Spannungen im Fahrdraht durch Einkabeln zu schützen, doch bleibt hierdurch die Möglichkeit nicht völlig ausgeschlossen, daß dennoch abirrende Wechselströme und Kriechströme Störungen in den Wechselstromblockfeldern hervorrufen.

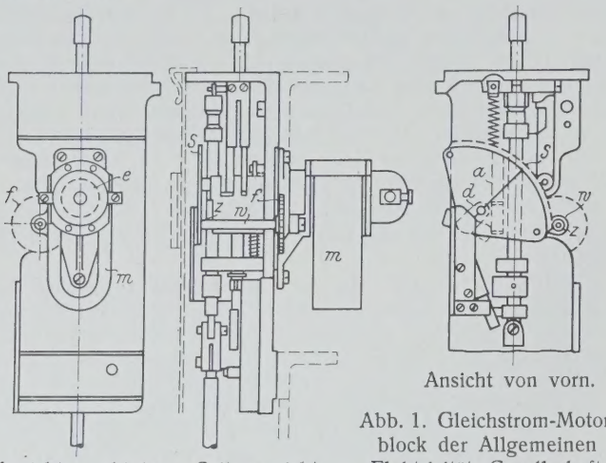
Es lag daher der Gedanke nahe, den Block mit einem Antriebe auszustatten, der durch Fremdströme nicht beeinflußt werden kann. Hiervon ausgehend hat die Allgemeine Elektrizitäts-Gesellschaft, Berlin, neben ihren Wechselstromblockfeldern neuerdings ein Blockfeld geschaffen, das nur auf Gleichstrom anspricht und daher wertvolle Eigenschaften besitzt für Anlagen in Gebieten, die von hochgespannten Wechselströmen beeinflußt sind, sowie für mit Wechselstrom betriebene Bahnen.

Bei dem Blockfeld für Gleichstromblockung tritt an die Stelle des Wechselstrommagneten mit polarisiertem Anker ein kleiner Gleichstrommotor für den Antrieb des Blockrechens (Abb. 1). Der Motor besteht in der Hauptsache aus einem permanenten Feldmagneten *m*, zwischen dessen Polen sich ein Trommelanker dreht. Das auf seiner Achse befestigte Zahnrad *e* greift in ein zweites Zahnrad *f* auf der Welle *n*, die an die Stelle des früheren Ankers getreten ist.

Ein weiteres Zahnrad *z* am anderen Ende der Welle greift in ein gezahntes Segment *s*, das hier die Stelle des früheren Blockrechens einnimmt und sich von diesem nur in der Zahnform unterscheidet. Bei Drehung des Motorankers wird das Segment zwangläufig bewegt. Die bisherige Feder zum Bewegen des Rechens fällt fort.

[1]) Reichs-Verkehrsblatt 1921, S. 505 u. f.

Der Motorblock ist nicht nur gegen Wechselströme, sondern auch gegen mechanische Einflüsse wie Erschütterungen und Prellschläge unempfindlich, so daß bei ihm auch Störungen dieser Art nicht zu befürchten sind. Um ihn auch gegen Gleichstrom zu sichern, werden Gasschutzlampen in die Erdleitung eines jeden Feldes eingeschaltet, die nach der Höhe der Zündspannung und nach den örtlichen Verhältnissen zu bemessen sind.



Ansicht von hinten. Seitenansicht. Ansicht von vorn.

Abb. 1. Gleichstrom-Motorblock der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft.

Werden statt Gasschutzlampen Glimmlichtgleichrichter verwendet, die sich von diesen nur durch unterschiedliche Größe der Elektroden unterscheiden, so kann im Bedarfsfalle vorhandener Wechselstrom auch zum Betätigen der Blockfelder für Gleichstrom benutzt werden. Der Betrieb ist somit nicht ausschließlich auf das Vorhandensein von Gleichstrom oder im Falle einer Störung auf Netzströme angewiesen. Die Bauart ist vielmehr derartig, daß bei etwaigem Versagen des Netzstromes Hilfsstromquellen herangezogen werden können. Man kann sich dabei entweder eines Induktors für 220 V Spannung bedienen oder, sofern eine Gleichstrombatterie zur Verfügung steht, den Batteriestrom mittels eines Polwenders in Wechselstrom verwandeln und diesen über einen Transformator den Glimmlichtgleichrichtern zuführen.

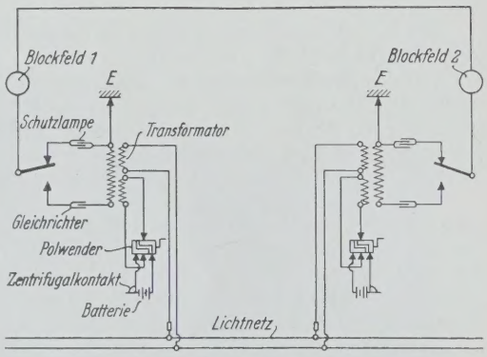


Abb. 2. Schaltbild.

Abb. 2 zeigt die Schaltung für zwei zusammenarbeitende Blockfelder. Dabei müssen die Gleichrichter so geschaltet sein, daß eindringender fremder Wechselstrom sie nicht durchfließen kann, eine unbeabsichtigte Blockauslösung also unmöglich ist.

Da ferner der Blockmotor zum Entblocken eines Feldes in umgekehrter Richtung laufen muß als zum Blocken, so muß auch die Richtung des Stromes zum Entblocken derjenigen für das Blocken entgegengesetzt sein. Dies wird nach Abb. 3 in einfacher Weise durch Gegeneinanderschalten der Arbeitsströme der benachbarten Blockwerke erreicht. Die Schaltung bietet gleichzeitig den Vorteil, daß auch durch zufällige Berührung zweier Streckenblockleitungen niemals ein geblocktes Feld ausgelöst werden kann, weil hierbei dem Störstrom in der anderen Blockleitung nur der Weg über das unbeteiligte Streckenfreigabefeld offen steht, da ihm der Weg über das unbeteiligte Streckenbelegfeld durch eine an die Erdleitung geschaltete Schutzröhre abgesperrt ist. Außerdem ist zur weiteren Sicherung gegen Störstrom das Freigabefeld mit einer mechanischen Sperre versehen, die jede unbeabsichtigte Bewegung des Rechens ausschließt und diesen nur bei gedrückter Druckstange, also bei einer beabsichtigten Entblockung der Strecke, freigibt.

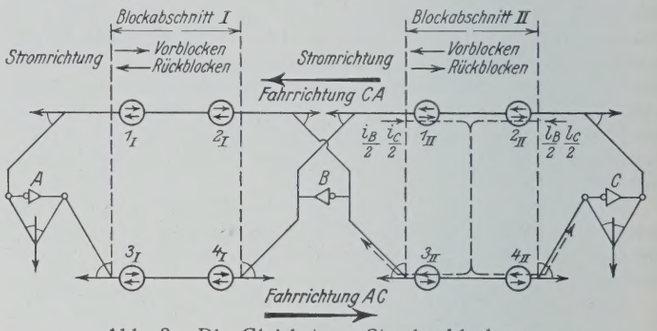


Abb. 3. Die Gleichstrom-Streckenblockung.

Vorhandene Blockwerke mit Wechselstromblockfeldern lassen sich durch Einbau von Motorblockfeldern oder durch Umbauen in solche für Gleichstromblockung einrichten. Der Induktor erhält dann einen zusätzlichen Stromabnehmer, der es ermöglicht, ihm sowohl Wechselstrom als auch pulsierenden Gleichstrom zu entnehmen.

Die vorstehenden Ausführungen beziehen sich auf Blockwerke in Verbindung mit mechanischen Stellwerken. Auf Bahnhöfen mit Kraftstellwerken findet eine Gleichstromblockung anderer Art Verwendung, für die sich das Aufstellen besonderer Blockfelder erübrigt und die im Aufbau und in der Bedienung wesentlich einfacher ist als die beschriebene Art der Blockung, ohne ihr an Sicherheit nachzustehen. Die Einrichtungen für das Sperren und Freigeben der Fahrwege sind dort in den Fahrstraßenhebeln oder in besonderen Auftraghebeln des Befehlstellwerkes, also in den Hebelwerken selbst, untergebracht, von wo aus sie an eine Überwachungsbatterie angeschlossen sind. Hat der Fahrdienstleiter seinen Standort nicht in der Befehlstelle, so werden Zustimmungen in einem besonderen Auftragapparat verwendet, dem man die Form eines elektrischen Stellwerks gibt.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. Februar ausgegebene Heft 3 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Wochenendhäuser. — Dipl.-Ing. Herbert Rühle: Die Küche der Kleinwohnung. — Förderung des Kleinwohnungsbaues.

Leitungsmaste der französischen elektrischen Eisenbahnen. Die Vorteile des elektrischen Betriebes der Eisenbahnen bestehen bekanntlich in einer großen Steigerungsmöglichkeit der Leistungsfähigkeit durch Vermehrung der Zugzahl, in der Erhöhung der Zuggewichte, in der höheren Fahrgeschwindigkeit und Anfahrbeschleunigung, in der günstigeren Betriebsunterhaltung der Bahnanlagen, der Fahrzeuge, in größerer Betriebssicherheit und Betriebsannehmlichkeit für Reisende und Fahrpersonal. In Frankreich waren, wie auch in anderen Ländern, diese Vorteile frühzeitig erkannt worden. Insbesondere schritten, angesichts der günstigen und reichen Wasserkräfte der Pyrenäen, die westfranzösischen Bahnen zur Elektrisierung, während der Osten Frankreichs im Gebiete seiner Montanzentren mit deren unmittelbaren und wirtschaftlicheren Kohlenbelieferung zurückblieb. Die Frage der zu wählenden Stromart war auch in Frankreich recht umstritten, bis nach den Arbeiten einer vorbereitenden Studienkommission 1918 durch das französische Ministerium der öffentlichen Arbeiten Drehstrom mit 50 Perioden in der Sek. und 60 000 V als Primärstrom der Erzeugung und Übertragung bestimmt wurde und 1920 in einem weiteren Erlaß des Ministeriums Gleichstrom von 15 000 V Spannung als Fahrleitungsspannung festgesetzt wurde. Vom nationalen Standpunkte wurde damit verlangt, daß alle elektrischen Bahnen auf diesen einheitlichen Fahrleitungsstrom ausgebaut würden, um die Fahrmöglichkeit aller elektrischen Triebzeuge auf dem gesamten Netz französischer Bahnen zu gewährleisten. Mit großer Beschleunigung wurde dann der Umbau der bestehenden Linien und die Ausrüstung neuer

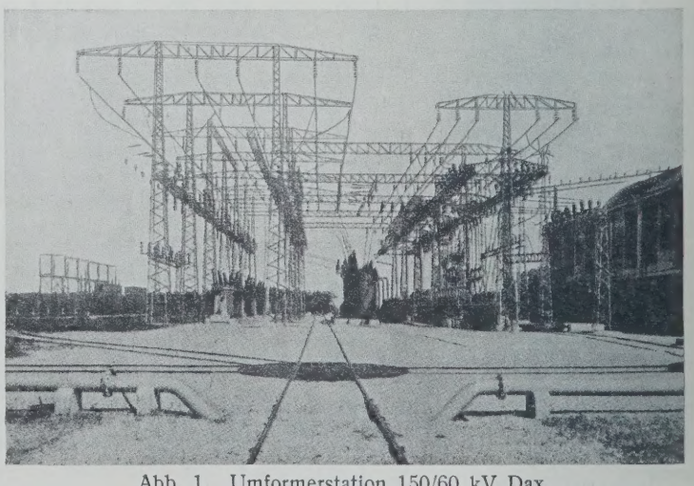


Abb. 1. Umformerstation 150/60 kV Dax.

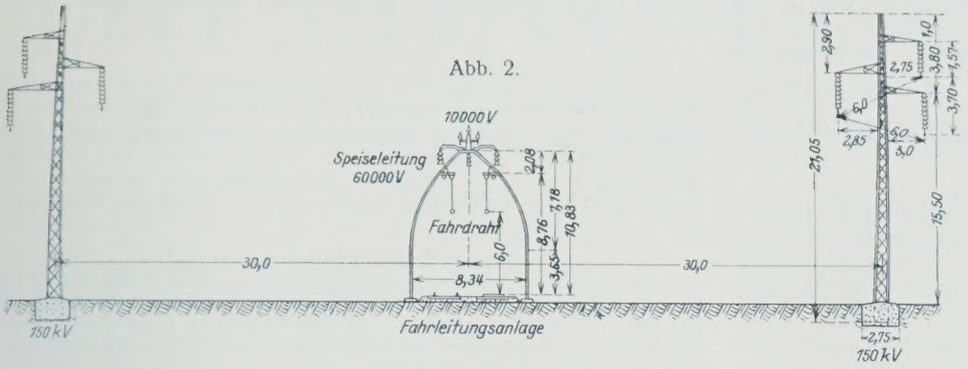


Abb. 2.

Linien gefördert, wobei nach der gesetzlich vorgeschriebenen Normung die Elektrisierung sich nunmehr auch auf die Hauptbahnen ausdehnte. Das derzeitige Programm der westfranzösischen Bahnen mit den Chemins de fer du Midi, der Comp. d'Orléans und der P. L. M. sieht den Umbau von rd. 3500 km, wovon über 800 km zweigleisiger Anlage, vor.

Für die elektrische Ausrüstung der Chemins de fer du Midi wird der Wasserkraftreichtum der Pyrenäen zurzeit in drei Wasserkraftzentralen ausgenutzt, von denen die Übertragung auf die im Bahnnetz verteilten Unterwerke in Drehstrom 60 kV unmittelbar oder, bei langen Hochfrequenzleitungen, durch Umtransformierung auf 150 kV stattfindet. Die Auf- und Rücktransformierung des Übertragungsstromes geschieht wie in der Schweiz in offenen Freiluftstationen. Abb. 1 stellt eine solche Freianlage zur Rücktransformierung von 150 auf 60 kV bei Dax an der Linie Bordeaux—Bayonne dar.

An Übertragungsleitungen von 150 kV stehen zurzeit 830 km in Betrieb, weitere 220 km sind in Vorbereitung. Diese Übertragungsleitungen werden vorab in Doppelleitung auf getrennten Gestängen geführt und folgen meist den Gleisanlagen, solche mit zwei bis drei Leitungen begleitend (Abb. 2). Die eisernen Maste tragen neben den drei Elektrizitätsleitern in Cu-Seil mit 148 mm² oder in St Al-Seil mit 188 mm² Querschnitt ein Erdseil aus Stahl mit 60 mm² und erreichen bei einem kleinsten Bodenabstande von 8 m bei größtem Durchhang eine Höhe von rd. 21 m. Die Gittermaste sind entweder Trag-, Abspann- oder Eckmaste, auf rd. 4 km Streckenabstand wird jeweils ein Verankerungspunkt in Form eines Abspann- oder Abspannwinkelmastes eingelegt (Abb. 3). Der gewöhnliche Mastabstand beträgt 200 m bei Anwendung von Cu-Seilen, 245 m bei Anwendung von St Al-Seilen. Auffallend ist der geringe wagerechte Abstand von 0,25 m der übereinanderliegenden Stromleiter, wie er in Zentraleuropa wegen der Möglichkeit des Zusammenschlagens der Leiter aus Wind- und Schneebeanspruchungen mit der daraus entspringenden Kurzschlußgefahr nicht gewählt werden darf. Die 60-kV-Übertragungsleitungen werden meist einfach geführt und, soweit möglich, auf dem Fahrleitungsgestänge aufgenommen (Abb. 4 bei einspurigem Gleis und Abb. 5 bei doppelspuriger Anlage). In halb offen gebauten Unterstationen wird nun die Übertragungsspannung von 60-kV-Drehstrom auf die Fahrspannung von 1500-V-Gleichstrom transformiert, wobei die 60-kV-Apparatur im Freien und die Gleichstromanlage mit Kommandoraum im Gebäude untergebracht wird.

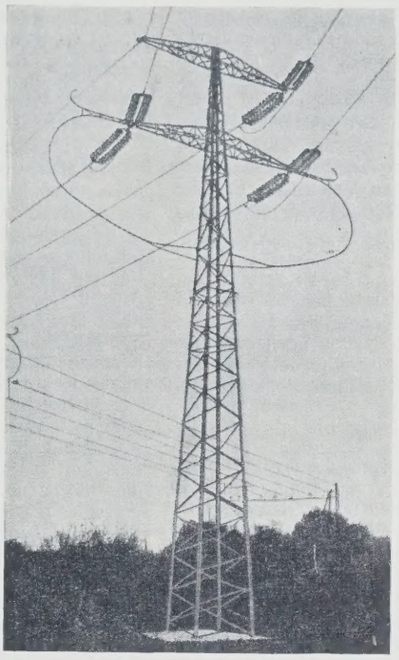


Abb. 3. Abspann-Winkelmast 150-kV-Übertragungsleitung.

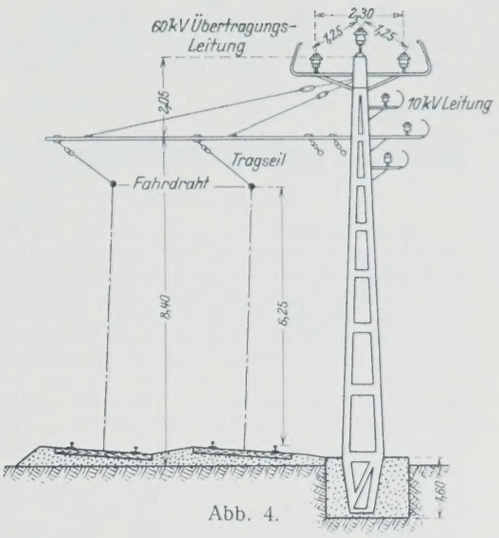


Abb. 4.

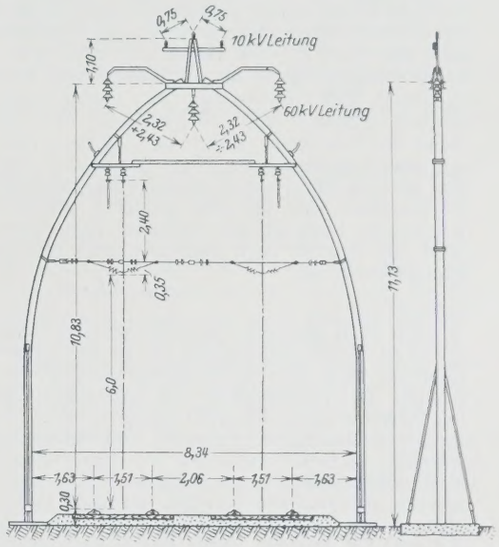


Abb. 5.

Während in Zentraleuropa anfänglich der Fahrdraht mittels Zwischenseiles am Tragseil aufgehängt wurde (Gotthardbahn), neuerdings aber das Zwischenseil weggelassen wird, ist bei den vorgenannten französischen Anlagen am Tragseil aus galvanisiertem Stahl ein gerillter Hilfsdraht aufgehängt, an den selbst dann der eigentliche Arbeitsdraht gleicher Querschnittsausbildung angeklemmt wird. Die Höhenlage des Fahrdrahtes beträgt mindestens 6 m auf freier Strecke und darf bis 4,65 m eingeschränkt werden bei Unterführung von Kunstbauten. Die Träger der Fahrleitung sind teils Eisenbeton und Holz, vorab aber ist eisernes Gestänge verschiedenster Ausführungsformen angewandt. In der Geraden und in Kurven von 2000 m Halbmesser beträgt der Abstand der Tragwerke der Fahrleitung 90 m, in Kurven bis 800 m Halbmesser 60 m und in Kurven von 800 bis 300 m 45 m. Ein hauptsächlich angewandtes Tragwerk stellt Abb. 4 dar mit fachwerkartig aufgelöstem Mast, der leichte rückverhängte Ausleger trägt. Eine beachtenswerte Tragwerkform für zweigleisige Anlage zeigt Abb. 5 mit vollwandigen Portalrahmen aus Breitflanschträgern, die eine gute Streckenübersicht bieten. Bei beiden Ausführungsformen ist das Fahrgestänge gleichzeitig auch Träger der 60-kV-Übertragungsleitung, zu der noch eine weitere Speiseleitung von 10 kV für Beleuchtungs- und Kraftstrom der Stationen und Schaltblockbedienung tritt. Während in Deutschland neben der elektrischen Trennung der Fahrleitung zweigleisiger Anlagen auch die mechanische Trennung durch getrennte Fahrgestänge angestrebt wird, sind bei den französischen Bahnen die Leitungen auf dem Fahrgestänge selbst stark zusammengedrängt, wie im übrigen in neuerer Zeit sowohl in Österreich wie in der Schweiz aus Wirtschaftlichkeitsgründen und Landschaftschutzbegehren diese Zusammenlegung ohne wesentliche Nachteile ebenfalls durchgeführt wird. Dipl.-Ing. P. Sturzenegger, Zürich.

Berichtigung. In dem Aufsatze von Prof. Dr. W. Hort, „Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken“ („Bautechnik“ 1928, Heft 3 u. 4) ist folgendes zu berichtigen:

Auf S. 38, Formel (9) und folgende Zeile sowie in den Formeln (10) muß es statt $\varphi(t)$ bezw. $\varphi(\xi)$ heißen: $\varphi(x, t)$. Außerdem sind in den ersten beiden Formeln (10) x und ξ miteinander zu vertauschen.

Auf S. 52, Fußnote [10]), muß es in Zeile 3 statt „unbestimmter“ heißen: bestimmter.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Zulässiger Lochleibungsdruck. In dem Aufsatze „Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck von Nietverbindungen“ („Die Bautechnik“ 1927, Heft 46) kommt Herr Reichsbahnoberrat Weidmann zu dem Schluß, daß der von der Deutschen Reichsbahn zugelassene Lochleibungsdruck ($\sigma_l = 2{,}5\ \sigma_{zul}$) durchaus gerechtfertigt sei, da die Lochleibungsfestigkeit bedeutend höher liege. Bei der Herleitung dieses Ergebnisses ist, verursacht durch die Einführung des Verhältnisses $\alpha = \frac{\text{Lochleibungsdruck } \sigma_l}{\text{zulässige Spannung } \sigma_{zul}}$, die Forderung nicht berücksichtigt, daß in allen Teilen eines Bauwerks möglichst die gleiche Sicherheit vorhanden sein soll. Bei Aufrechterhaltung dieses Grundsatzes kommt man unter Verwendung der in den Versuchen ermittelten Zahlen zu kleineren Werten für den zulässigen Lochleibungsdruck.

Herr Weidmann bezeichnet als Lochleibungsfestigkeit jenen Lochleibungsdruck in kg/cm², bei dem die Tragfähigkeit der Lochwandungen erschöpft war, also das starke Fließen eintrat. Bei der Beanspruchung der Lochleibung spielt somit die Lochleibungsfestigkeit die gleiche Rolle wie bei Bauteilen, die auf Zug oder Biegung beansprucht werden, die Streckgrenze des Materials. Die Richtigkeit dieses Vergleiches ergibt sich auch aus den Schaulinien der Abb. 11 der genannten Arbeit. Sie lassen erkennen, daß bei Erreichung der Lochleibungsfestigkeit die Verformungslinie einen ausgeprägten Knick hat und oberhalb dieses Spannungswertes die Verformungen sehr schnell zunehmen.

Um nun gleiche Sicherheit in allen Teilen eines Bauwerks zu haben, ist es erforderlich, daß die zulässige Spannung in Zugstäben im gleichen Verhältnis unterhalb der Streckgrenze bleibt, wie der zulässige Lochleibungsdruck unterhalb der Lochleibungsfestigkeit. Für St 48 sind ge-

funden als Mittelwerte für die Streckgrenze 3380 kg/cm² und für die Lochleibungsfestigkeit 6500 kg/cm². Rechnet man mit einem σ_{zul} für Zug und Biegung von 1820 kg/cm², so ergibt sich bezogen auf vorstehende Streckgrenze eine $\frac{3380}{1820} = 1{,}86$fache Sicherheit. Soll die gleiche Sicherheit auch in der Lochleibung vorhanden sein, so ist der zulässige Lochleibungsdruck bei der gefundenen Lochleibungsfestigkeit

$$\frac{6500}{1{,}86} = 3490 \text{ kg/cm}^2 \text{ oder } \sigma_l = \frac{3490}{1820} \cdot \sigma_{zul} = 1{,}92 \cdot \sigma_{zul}.$$

(Dieses Ergebnis läßt sich auch aus der Bedingung finden, daß sich die zulässige Beanspruchung der Lochleibung zur zulässigen Beanspruchung eines Zugstabes wie die Lochleibungsfestigkeit zur Streckgrenze verhalten soll.) Hierbei ist als Lochleibungsfestigkeit der Mittelwert aus sämtlichen Versuchen, die sich auf St 48 beziehen, angenommen worden. Die Versuche sind mit Stäben verschiedener Breite und mit verschieden großem Abstande des Stabendes vom Nietlochmittelpunkte durchgeführt. Als Stabbreiten sind gewählt $b = 3\,d$, $4\,d$ und $5\,d$, wenn mit d der Nietdurchmesser bezeichnet wird. Für den Randabstand e sind die Werte $e = 1{,}75\,d$, $2{,}0\,d$ und $2{,}5\,d$ angenommen. Die Stabbreite hat innerhalb der genannten Grenzen beim St 48 nach den Versuchen keinen nennenswerten Einfluß auf die Lochleibungsfestigkeit. Anders ist es mit dem Randabstand e: mit wachsendem Werte von e nehmen auch die Lochleibungsfestigkeiten zu. Es ist gebräuchlich und auch nach den von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft aufgestellten „Grundsätzen für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken" zulässig, den Abstand der Nietlochmitten vom Rande in der Kraftrichtung zu $2\,d$ anzunehmen. Für den Wert $e = 2\,d$ ergibt sich aber nach den Versuchen für die Lochleibungsfestigkeit ein Mittelwert von nur 6180 kg/cm² und demnach $\sigma_l = \frac{6180}{3380} \cdot \sigma_{zul} = 1{,}83 \cdot \sigma_{zul}$. Es ist natürlich zu erwägen, daß, wenn die Vernietung durch eine größere Zahl von Nieten stattfindet, nur die äußersten Niete den Abstand $2\,d$ vom Rande haben, während die anderen Niete einen größeren Randabstand besitzen. Anderseits ist zu bedenken, daß bei einer größeren Anzahl von Nieten auch die Verteilung der Kraft auf die einzelnen Niete keine ganz gleichmäßige sein wird, so daß es doch empfehlenswert erscheint, sicherheitshalber allgemein bei St 48

$$\sigma_l \leqq 1{,}8 \cdot \sigma_{zul}$$

zu setzen.

Für St 37 sind die Versuche nicht so erschöpfend durchgeführt wie für St 48. Dazu kommt, daß der zu den Versuchen verwendete Baustoff teilweise nicht den Abnahmebedingungen der Reichsbahn-Gesellschaft genügt. Der kleinste Wert der Zugfestigkeit sinkt bis auf 3120 kg/cm²; der Mittelwert liegt bei 3760 kg/cm². Für die Streckgrenze ist ein Mittelwert von 2420 kg/cm² gefunden. Die Anwendung dieser Zahlen auf Verhältnisse in Bauwerken, die aus bedingungsgemäßem St 37 hergestellt sind, führt natürlich zu Schlüssen, die mit großer Vorsicht beurteilt werden müssen. Die Versuche mit St 37 sind leider nur mit dem Randabstand $e = 2{,}5\,d$ durchgeführt. Die Stabbreiten b sind wieder zu $3\,d$, $4\,d$ und $5\,d$ gewählt. Nach den Versuchsergebnissen wächst die Lochleibungsfestigkeit mit der Stabbreite, im Gegensatze zu den Versuchen mit St 48, bei denen sich ein Einfluß der Stabbreite auf die Lochleibungsfestigkeit nicht zeigte. Es ergab sich die Lochleibungsfestigkeit für St 37

für $b = 3\,d$ im Mittel zu 5880 kg/cm²
„ $b = 4\,d$ „ „ „ 6300 „
und „ $b = 5\,d$ „ „ „ 6440 „

Das Mittel dieser drei Werte ist 6160 kg/cm². Ob die Zunahme der Lochleibungsfestigkeit auf einem Zufall beruht, oder ob in der Tat bei diesem weicheren Stahl eine bestimmte Abhängigkeit der Lochleibungsfestigkeit von der Stabbreite vorhanden ist, läßt sich nach den vorliegenden wenigen Versuchen nicht entscheiden. Nach den Vorschriften der Reichsbahn-Gesellschaft soll der Abstand des Nietmittelpunktes vom Rande senkrecht zur Kraftrichtung mindestens $1{,}5\,d$ betragen. Dem entspricht eine Stabbreite $b = 3\,d$. Es ist also zweifelhaft, ob man als Lochleibungsfestigkeit den Wert 5880 kg/cm², der der Stabbreite $b = 3\,d$ entspricht, oder den Mittelwert 6160 kg/cm² annehmen soll. Vorsichtiger ist es natürlich, den ersteren Wert zu wählen.

Zweifellos ist aber der Randabstand e wie beim St 48 so auch beim St 37 von Bedeutung. Es ist als sicher anzunehmen, daß bei dem üblichen Werte $e = 2\,d$ die Lochleibungsfestigkeiten kleiner sein würden, als die Ergebnisse der Versuche mit $e = 2{,}5\,d$. Da Versuchszahlen mit $e = 2{,}0\,d$ leider nicht vorliegen, so ist man auf eine Schätzung angewiesen. Beim St 48 ist die mittlere Lochleibungsfestigkeit für $e = 2{,}5\,d$ 7640 und für $e = 2{,}0\,d$ 6180 kg/cm². Nimmt man an, daß die Lochleibungsfestigkeit beim St 37 im gleichen Verhältnis sinkt, so würden sich für die Lochleibungsfestigkeit bei $e = 2{,}0\,d$ ergeben für $b = 3{,}0\,d$:

$$5880 \cdot \frac{6180}{7640} = 4760 \text{ kg/cm}^2 \text{ und für den Mittelwert}$$

$$6160 \cdot \frac{6180}{7640} = 4980 \text{ kg/cm}^2.$$

Da der Mittelwert für die Streckgrenze des Versuchstoffes 2420 kg/cm² betrug, so findet man für den zulässigen Lochleibungsdruck bei $b = 3\,d$ $\sigma_l = \frac{4760}{2420} \cdot \sigma_{zul} = 1{,}97 \cdot \sigma_{zul}$, und wenn man für die Lochleibungsfestigkeit den Mittelwert aus allen Versuchen einführt:

$$\sigma_l = \frac{4980}{2420} \cdot \sigma_{zul} = 2{,}06 \cdot \sigma_{zul}.$$

Da die mittlere Streckgrenze eines bedingungsgemäßen St 37 wahrscheinlich etwas höher als 2420 kg/cm² liegt, so vermindern sich die Zahlen 1,97 und 2,06 etwas. Vorsichtshalber scheint es daher geboten, wie bei St 48

$$\sigma_l = 1{,}8 \cdot \sigma_{zul}$$

zu setzen.

Prof. Krohn, Danzig, hat bisher als zulässigen Lochleibungsdruck den doppelten Wert der zulässigen Scherspannung, also $\sigma_l = 1{,}6 \cdot \sigma_{zul}$ empfohlen. Auf Grund der Weidmannschen Versuche will er fernerhin, obigem Vorschlage entsprechend, $\sigma_l = 1{,}8 \cdot \sigma_{zul}$ setzen; den Wert der Reichsbahn $\sigma_l = 2{,}5 \cdot \sigma_{zul}$ erachtet er aber als zweifellos zu hoch.

Dipl.-Ing. Bruno Kunze, Danzig-Langfuhr.

Erwiderung.

Die Forderung gleicher Sicherheit in allen Teilen eines Bauwerkes hat zweifellos für viele Fälle seine Berechtigung und ist nach Abschnitt III der BE 1925 auch anzustreben. Bei dem zulässigen Lochleibungsdrucke dürfte jedoch ein geringerer Sicherheitsgrad als im freien Stabe genügen, und zwar aus folgenden Gründen:

1. Die Beanspruchung ist hier auf einen kleinen Teil des Stabquerschnittes begrenzt, während im freien Stabe der ganze Querschnitt beansprucht wird.
2. Die Verdrückungen, die bei Erreichung oder Überschreitung der Lochleibungsfestigkeit eintreten, sind zunächst nur klein und örtlich begrenzt. Sie erstrecken sich nur in ganz geringem Maße in das Innere des Werkstoffs. Außerdem tritt auch durch die Verdrückung eine gewisse Werkstoffverfestigung am Lochrande ein. Im freien Stabe hingegen kann sich das Fließen auf den ganzen Querschnitt und ferner auf eine große Länge ausbreiten, weshalb hier ein größerer Sicherheitsgrad erforderlich ist.

Hierzu möchte ich noch weiter mitteilen, daß Gerber bereits vor 60 Jahren den Lochleibungsdruck der Gelenkbolzen bei der von ihm für das bayerische Eisenbahnnetz berechneten und ausgeführten großen Anzahl Gelenkbolzenbrücken auf Grund seiner sorgfältigen Versuche mit dem zweieinhalbfachen Betrage der zulässigen Querschnittspannung in die Rechnung einführte. Soweit in den letzten Jahren einzelne dieser Brücken in stark befahrenen Hauptgleisen des bayerischen Eisenbahnnetzes wegen Einführung des Lastenzuges N infolge allgemeiner Schwäche zur Auswechslung kamen, haben die Nachprüfungen der sehr hoch beanspruchten Gelenkbolzen und der Lochleibungen keinerlei Schaden oder irgend eine Erscheinung gezeigt, die auf Überschreitung der Lochleibungsfestigkeit schließen ließen. Dies ist um so beachtenswerter, als gerade die bei den drei Technischen Hochschulen durchgeführten Bolzenversuche ungünstigere Ergebnisse zeigten als die Nietversuche.

Auf Grund der guten Erfahrungen mit den vielen Gerberschen Gelenkbolzenbrücken wurde die Bedingung $\sigma_l = 2{,}5\,\sigma_{zu}$ in die in den Jahren 1895 und 1912 aufgestellten Grundsätze für die Berechnung und Konstruktion eiserner Brücken des bayerischen Netzes aufgenommen, und die im bayerischen Eisenbahnnetz vorhandenen eisernen Brücken tragen sämtlich dieser Vorschrift Rechnung. Trotz stetiger sorgfältiger Kontrolle hat sich nicht der geringste Nachteil hieraus ergeben.

Die zum Teil in vieljähriger Benutzung stehende große Anzahl nach einheitlichen Grundsätzen gebauten Brücken erweisen praktisch die volle Berechtigung der in Ziffer VII, Abs. 4 der BE vom Jahre 1925 ausgesprochenen zulässigen Größe des Lochleibungsdruckes von Nietverbindungen.

Im übrigen kann auch aus den zurzeit noch weiter in Durchführung begriffenen Versuchen geschlossen werden, daß ein Lochleibungsdruck von $\sigma_l = 2{,}5\,\sigma_{zul}$ gerechtfertigt sein dürfte. — Nach Abschluß dieser Versuche wird ein endgültiges Ergebnis veröffentlicht werden.

München, im Dezember 1927. Weidmann.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Dörrwächter, bisher bei der R. B. D. Karlsruhe, zum R. B. A. Basel, Heinzemann, bisher Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Hersfeld, zum R. B. A. Frankfurt (Main) 1, Lohe, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Norderelbbrücke in Hamburg, zur R. B. D. Altona, Paul Werner, bisher beim R. B. A. Berlin 1, zur R. B. D. Oppeln und Kreh, bisher beim R. B. A. Rostock, zur R. B. D. Köln.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnamtmann Feiler beim Zentral-Prüfungsamt der Gruppenverwaltung Bayern in München.

Gestorben: Reichsbahnamtmann Podkawa, Vorstand des Bahnhofs Lichtenberg-Friedrichsfelde.

Preußen. Das Wasserbauamt in Düsseldorf ist nach Duisburg verlegt worden und führt dort die Bezeichnung „Wasserbauamt Duisburg-Rhein"; deshalb sind die Regierungsbauräte (W.) Grochtmann und Musmann von Düsseldorf nach Duisburg versetzt worden.

Der Regierungsbaurat (W.) Gustav Müller ist von Sehnde an das Kanalbauamt in Hannover versetzt worden.

INHALT: Die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen. — Rationalisierung im Eisenbau. — Bau eines hochwasserfreien Eisenbahndammes vom Festlande nach der Insel Sylt. (Schluß.) — Der Motorblock für Gleichstromblockung zur Sicherung der Eisenbahnzugfahrten. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Leitungsmaste der französischen elektrischen Eisenbahnen. — Berichtigung. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 24. Februar 1928 Heft 8

Alle Rechte vorbehalten.

Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde.

Von Regierungs- und Baurat **Procter**, Stettin.

Im Frühjahr 1928 geht ein wichtiger Abschnitt der Arbeiten zur Verbesserung der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde, nämlich der Papenwasser-Durchstich, seiner Vollendung entgegen.[1]) Durch ihn wird nach seiner Fertigstellung die gesamte Schiffahrt hindurchgeleitet werden. Aus diesem Anlaß dürfte es angebracht sein, nähere Angaben über den Ausbau der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde zu machen.

Die letzte Vertiefung der Schiffahrtstraße vor dem jetzigen Ausbau fand in den Jahren 1895 bis 1900 auf 7,0 m unter GW (gewöhnlicher Wasserstand) statt. Seit 1895 wuchs der Verkehr des Stettiner Hafens ständig. Der seewärtige Warenverkehr war im Jahre 1904 mehr als 50 % und im Jahre 1911 mehr als doppelt so groß wie im Jahre 1895. Mit dem wachsenden Verkehr nahmen auch Größe und Tiefgang der Schiffe zu. Seit 1907 setzten daher die Bestrebungen der schiffahrttreibenden Kreise, vertreten durch die damalige Korporation der Kaufmannschaft Stettin, auf einen weiteren Ausbau durch Begradigung und Vertiefung der Schiffahrtstraße ein. Der Kaufmannschaft schloß sich die Stadt Stettin an, besonders da auch die bevorstehende Eröffnung des Großschiffahrtweges Berlin—Stettin eine weitere Steigerung des Hafenverkehrs verhieß.

Im Jahre 1913 hatte auch der Preußische Landtag einer Resolution zugestimmt, nach der die Staatsregierung ersucht wurde,

> „unter entsprechender Heranziehung der Interessenten eine Begradigung und Vertiefung der Fahrstraße Stettin—Swinemünde auf mindestens 8 m durchzuführen".

Im Jahre 1913 wurde daher ein Entwurf für die Verbesserung der Schiffahrtstraße Stettin—Swinemünde aufgestellt, der folgende Arbeiten vorsah:

1. Die Vertiefung auf mindestens 8 m, d. h. es sollte bei allen für die Schiffahrt in Betracht kommenden Wasserständen noch eine Fahrwassertiefe von 8 m vorhanden sein.

Nach den Pegellisten von 1900 bis 1912 treten Wasserstände von 40 cm und mehr unter GW nur an wenigen Tagen im Jahr ein. Es wurde daher ein Wasserstand von 40 cm unter GW als niedrigster angenommen, mit dem noch für die Schiffahrt gerechnet zu werden brauchte. Dementsprechend wurde eine Fahrwassertiefe von 8,4 m unter GW vorgesehen, die dauernd zu halten ist. Dazu kam ein Zuschlag von 30 cm für Verschlickung, so daß die erstmalige Ausbaggerung auf 8,0 + 0,4 + 0,3 = 8,7 m unter GW geplant war.

Die für die Verschlickung angesetzte Tiefe von 0,3 m war sehr knapp, da die großen Bagger einen so kleinen Schnitt gar nicht machen können. Dieses Maß wäre daher bei den Unterhaltungsbaggerungen, wo zur wirtschaftlichen Ausnutzung der Bagger auf Vorrat gebaggert werden muß, noch zu vergrößern gewesen.

Das Fahrwasser sollte von der unteren Grenze des Stettiner Hafengebietes ab — km 63 — vertieft werden, die Vertiefung im Hafen selbst sollte die Stadt Stettin als damalige Eigentümerin des Hafens auf ihre Kosten vornehmen.

2. Die Begradigung der Schiffahrtstraße von Stettin bis zum Haff. Die Schiffahrtstraße enthält von Stettin bis zum Haff eine größere Anzahl langer Krümmungen und S-förmiger Kurven, so gegenüber dem Eisenwerk „Kraft" — km 58 —, die S-förmige Kurve in der Königsfahrt an der Abzweigung der engen Oder — km 57 bis 54 —, die langen Kurven im Mittelloch und Damansch — km 54 bis 49 —, die Gegenkurve in der Weiten Strewe — km 49 bis 46 — und die $4^1/_2$ Seemeilen lange Krümmung im Papenwasser.

Die flach gekrümmten Bogen sind für die Schiffahrt ungünstig, da die Bogen weder bei Tage noch besonders bei Dunkelheit und schlechten Witterungsverhältnissen genügend scharf bezeichnet werden können. Vom nautischen Standpunkt aus sind gerade Strecken mit kurzen Übergängen, deren Sohle möglichst zu verbreitern ist, vorzuziehen. Es sollten daher die Krümmungen gegenüber dem Eisenwerk „Kraft" und in der Königsfahrt abgeflacht und die Gegenkurve in der Weiten Strewe durch Begradigung beseitigt werden.

Besonders wichtig für die Schiffahrt ist die Begradigung der Schiffahrtstraße im Papenwasser. Die bereits bei der Vertiefung auf 7,0 m unter GW erwogene Begradigung unterblieb damals der Kosten wegen. Die Befahrung der stark gekrümmten Rinne bietet tiefgehenden Schiffen namentlich in der Dunkelheit wegen der verwickelten Befeuerung große Schwierigkeiten. Nachteilig ist ferner die Lage der Rinne auf der Ostseite des Papenwassers bei Eis. Durch die vorherrschenden westlichen bis nördlichen Winde entstehen in der gekrümmten Rinne sehr bald Eisschiebungen und Eisversetzungen, während der westliche Teil des Papenwassers noch eisfrei ist.

An die Begradigung der Papenwasserrinne war man früher auch deshalb nicht herangegangen, weil die Wiesenbesitzer am Papenwasser und weiter oberhalb durch die Verkürzung und Begradigung der Rinne eine schnellere und häufigere Überflutung ihrer niedrig gelegenen Wiesen als bisher bei Wasseraufstau im Haff befürchteten. Da für größere Wiesengebiete Eindeichungsentwürfe aufgestellt und Deichgenossenschaften gebildet sind und die Deicharbeiten durch Abgabe von Baggerboden und durch Vorspülungen vor abbrüchigen Ufern und Schardeichen gefördert werden können, wurden die Befürchtungen der Wiesenbesitzer hinfällig.

Die Sohlenbreite der Fahrrinne beträgt von Stettin bis zur Königsfahrt 80 m mit 2fachen Böschungen, von dort bis zum Haff 100 m mit 3fachen Böschungen, im Haff selbst 150 m mit ebenfalls 3fachen Böschungen.

Die Kaiserfahrt verbreitert sich von 132 auf 152 m Sohlenbreite, die Mellinfahrt hat eine planmäßige Sohlenbreite von 182 m bei 230 m Wasserspiegelbreite.

3. Der Ausbau der Mellinfahrt. In dem Entwurf für die Regulierung der Swine von der Kaiserfahrt bis Swinemünde vom Jahre 1892 war für die Mellinfahrt eine Wasserspiegelbreite von 230 m und für die unterhalb anschließende Strecke eine solche von 300 m geplant. Bei dem Durchstich durch die Mellininsel wurde zur Kostenersparnis nur die Wasserspiegelbreite des ursprünglichen Kaiserfahrtprofils von 150 m ausgehoben, in der Hoffnung, daß der Strom durch Uferabbruch die Verbreiterung bewirken werde. Das geschah aber nicht, und so sind in der Mellinfahrt auf größeren Strecken nur 150 m Wasserspiegelbreite gegen 200 m in der Kaiserfahrt und 300 m in der unteren Swine vorhanden. Diese Enge in Verbindung mit dem unregelmäßig vorspringenden Westufer ist für die Schiffahrt sehr störend. Durch den Strom und den Sog der großen Dampfer wird das einbuchtende Ostufer infolge der schmalen Durchfahrt heftig angegriffen. Die Mellinfahrt sollte daher auf die volle planmäßige Wasserspiegelbreite von 230 m ausgebaut werden.

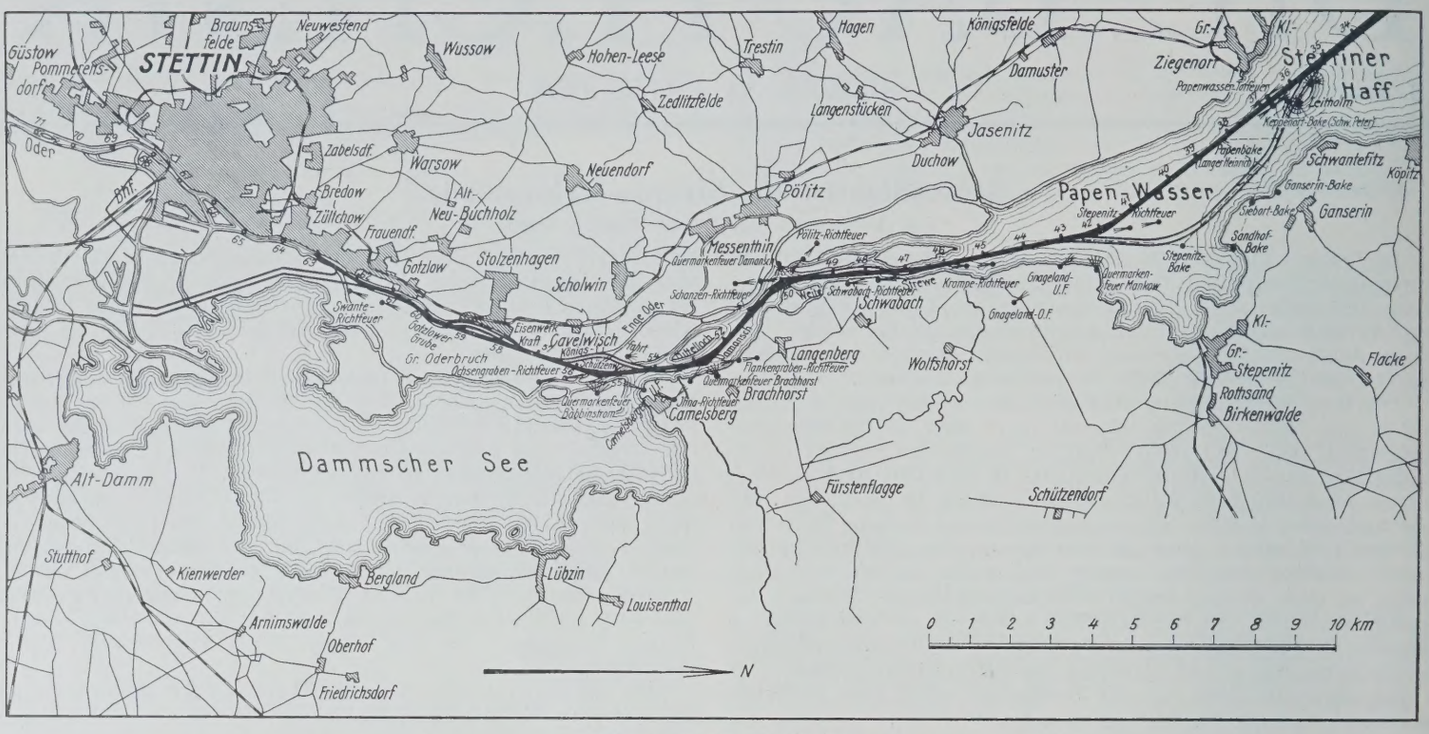
An den Stromspaltungen am Lognitzer Ort — km 9 — und am Nordende der Mellinfahrt — km 5 — machten sich Verwilderungen in der Mellinfahrt bemerkbar. Es war daher beabsichtigt, die schon bestehenden Trennungswerke am Lognitzer Ort zu verlängern und am Nordende der Mellinfahrt neu zu errichten, sowie die alte Swine zwischen dem Nordkopf der Mellininsel und dem Möwenhaken zu durchbauen.

4. Veränderung und Verbesserung der Befeuerung. Die Schiffahrtstraße, die fast überall nicht von festen Ufern, sondern von flachem Wasser begrenzt ist, wird bei Dunkelheit durch Richtfeuer bezeichnet, bei denen das unterbrochene Unterfeuer und das feste Oberfeuer in Linie, also lotrecht übereinander erscheinen, wenn der Beobachter sich in der Achse der Schiffahrtrinne befindet, und die auseinander wandern, wenn der Beobachter sich aus der Achse begibt. Die Richtfeuer müssen in der Verlängerung der Fahrrinnenachse außerhalb des Fahrwassers stehen. Den Übergang von der einen nach der andern „Linie" bezeichnen querab stehende Quermarkenfeuer.

Die Kurven selbst können aber nicht durch Richtfeuer bezeichnet werden, sie müssen vielmehr in gebrochene gerade Linien aufgelöst werden. Das ergibt für längere Krümmungen eine außerordentlich verwickelte Befeuerung, wie die Kurve im Papenwasser zeigt. Um nicht eine zu große Anzahl von Leuchtfeuerbaken zu bekommen, ist die Kurve so aufgeteilt, daß an derselben Bake Feuer für zwei verschiedene Richtungen sich befinden, so tragen z. B. die Stepenitzbake und die Siebortbake Unterfeuer für zwei verschiedene Richtungen, ebenso die Sandhofbake Oberfeuer für zwei Richtungen (vergl. Lageplan). Dazu kommen dann noch die Quermarkenfeuer. Es ergibt sich so eine verwirrende Anzahl von Feuern, die leicht zu Verwechslungen und damit zum Festfahren Veranlassung geben kann.

Zurzeit sind die geraden Strecken nur durch je ein Richtfeuer bezeichnet. Es muß also in einer Fahrrichtung achteraus gepeilt werden. Das wird um so unbequemer, je größer die Schiffe sind, da dann der eigene Schornstein und auch der Rauch des eigenen Dampfers bei schwachen seitlichen Winden sowie andere vorbeifahrende Schiffe, ins-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 3, S. 34.



Teilstrecke Stettin—Leitholm.

besondere Zwischensegler oder in der Fahrstraße liegende Bagger, das Richtfeuer verdecken können. Es sollten daher für jede Einzelstrecke zwei Richtfeuer angeordnet werden, damit in jeder Richtung stets ein Richtfeuer voraus ist. Hierdurch würde die Sicherheit der Schiffahrt beträchtlich erhöht werden, da das gleichzeitige Verschwinden beider Richtfeuer kaum vorkommen dürfte.

Es wurde eine größere Anzahl neuer Feuer vorgesehen, da jede Verlegung des Fahrwassers auch eine entsprechende Abänderung der Befeuerung nach sich zieht.

Wo die geraden Strecken sehr lang werden, kann man das Richtfeuer nicht mehr in der verlängerten Achse anordnen, da dann die Feuer zu hoch würden und eine unwirtschaftliche Lichtstärke erhalten müßten. Auch die Schärfe der Feuer würde nicht ausreichen. Das trifft für die etwa 17 Seemeilen lange gerade Strecke, bestehend aus Kaiserfahrt, Haffrinne und Papenwasser-Durchstich — km 11 bis 42 — zu. Deshalb wurde hier eine „Torfeuerkette“ vorgesehen, bestehend aus vier Torfeuern, und zwar im Papenwasser gegenüber der Insel Leitholm — km 36,5 —, im Haff auf ein Drittel und zwei Drittel der Länge der Haffrinne — km 30 und km 23 — und an den Haffmolenköpfen der Kaiserfahrt — km 16,5 —, wo sich bereits zwei Haffmolenfeuer befinden. Jedes Torfeuer besteht aus zwei Einzelfeuern in 130 m Abstand von der Achse der Schiffahrtstraße. Der nördliche Teil der „Hafflinie“, die Kaiserfahrt, wird durch das schon bestehende Caseburger Richtfeuer bezeichnet, der südliche Teil, der Papenwasser-Durchstich, sollte durch das neue Gnageland-Richtfeuer befeuert werden.

5. Die Regulierung der unteren Swine durch Zurückverlegung des in den Strom vorspringenden Hohenzollernbollwerks.

Die Vertiefung und Begradigung der Wasserstraße würde den Strom in der unteren Swine verstärken. Durch das Hohenzollernbollwerk wird er bereits jetzt gegen das Ostufer der Swine gedrängt, das durch übermäßige Kolkbildung bei Osternothafen und an der Ostmole gefährdet ist. Die Zurückverlegung des Bollwerks sollte dieser Gefährdung vorbeugen.

Die unter Ziffer 1 bis 5 geplanten Arbeiten sollten in fünf Jahren durchgeführt werden und 10 200 000 Mark kosten.

Mit dem Ausbau nach dem vorstehenden Entwurf wurde im Jahre 1914 begonnen. Während des Krieges und der Inflationszeit kam der Bau so gut wie ganz zum Erliegen. Da auch die Unterhaltung, namentlich auf der Haffstrecke, nicht ordnungsmäßig durchgeführt werden konnte, wurde der Zustand der Schiffahrtstraße immer schlechter. Die Klagen über die mangelhafte Fahrwassertiefe und die Bestrebungen der betroffenen Schiffahrtkreise und der Kaufmannschaft nach Wiederaufnahme des Ausbaues setzten immer lebhafter ein. Im Herbst 1923 begannen zwischen dem Reich, auf das inzwischen die Schiffahrtstraße übergegangen war, einerseits und dem Provinzialverband von Pommern, der Stadt Stettin und der Korporation der Kaufmannschaft zu Stettin anderseits Verhandlungen, die schließlich zur Bildung der die genannten drei Körperschaften umfassenden „Gesellschaft zum Ausbau der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde“ führten. Das Reich schloß mit dieser „Gesellschaft“ einen Bauvertrag über den Ausbau der Schiffahrtstraße ab.

Danach übernahm das Reich von den nunmehr auf 11,8 Mill. R.-M. ermittelten Baukosten 6,3 Mill. R.-M., d. h. diejenigen Kosten, die aufzuwenden wären, um die Fahrwasserstraße auf 8,0 m unter GW auszubaggern ohne weitere Begradigungen und Verbesserungen. Den Rest von 5,5 Mill. R.-M. trug die „Gesellschaft“. Das Reich stellte außerdem seine Beamten und verfügbaren Baggergeräte unentgeltlich bereit. Ferner hob das Reich die Befahrungsabgabe zwischen See und Stettin auf und ermächtigte die „Gesellschaft“, selbst eine Befahrungsabgabe zu erheben, aus deren Einnahmen die Verzinsung und Tilgung der Baudarlehen zu decken waren.

An Befahrungsabgabe wurden bisher erhoben von den über Swinemünde seewärts eingehenden und in der Richtung auf Stettin über das Haff gehenden, sowie von den in umgekehrter Richtung über das Haff und Swinemünde seewärts ausgehenden Fahrzeugen 8 Pf. für 1 m³ Nettoraumgehalt beim Ein- und Ausgang, 7 Pf. von 1 t zu 1000 kg der an Bord eines Fahrzeuges über 2500 m³ Nettoraumgehalt beförderten Güter.

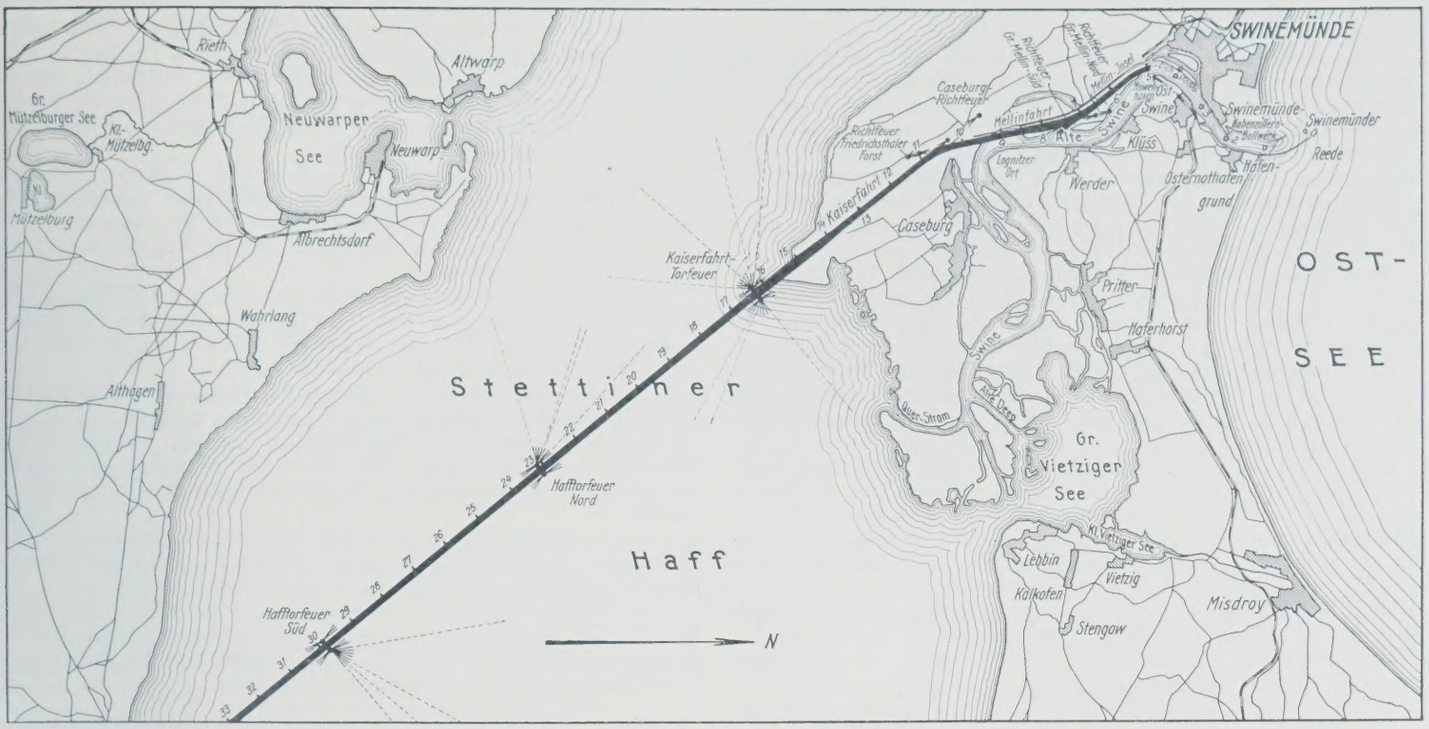
Die Verbesserung der Schiffahrtstraße erstreckt sich von der unteren Hafengrenze Stettins bei Züllchow bis zur Südspitze des Eichstadens bei Swinemünde — km 63 bis km 5 —. Oberhalb hat die Stettiner Hafengemeinschaft, bestehend aus dem Staate Preußen und der Stadt Stettin, die weiteren Vertiefungen auszuführen, unterhalb der Südspitze des Eichstadens sind genügende Tiefen vorhanden.

Der Entwurf vom Jahre 1913 wird nicht völlig, sondern mit folgenden Einschränkungen ausgeführt:

1. Die von Stettin bis zum Damansch (km 63 bis km 49) vorgesehenen Begradigungen von Krümmungen und die Beseitigung von Gegenkurven fallen fort. Auf dieser Strecke wird nur das vorhandene Fahrwasser auf 8,7 m unter GW ausgebaggert. Die auf dieser Strecke geplante Verbesserung der Befeuerung unterbleibt ebenfalls. In der Weiten Strewe und im Papenwasser kommt der Entwurf vom Jahre 1913 dagegen voll zur Durchführung.
2. Der Ausbau der Mellinfahrt wird nicht ausgeführt.
3. Die Regulierung der unteren Swine fällt fort.
4. Von den Torfeuern wird nur das Papenwasser-Torfeuer erbaut.

Die Arbeiten sind im Jahre 1924 wieder aufgenommen worden und sollen Ende 1929 beendet sein.

Die Mellinfahrt wird zwar nicht ausgebaut, aber die Trennungswerke an den Stromspaltungen sollten errichtet und die alte Swine am Möwenhaken durchbaut werden. Es hat sich aber herausgestellt, daß der Bau der obigen Werke vor dem Ausbau der Mellinfahrt aus verschiedenen Gründen unzweckmäßig wäre, vor allem weil der Querschnitt der Alten Swine an der Mündung und am Lognitzer Ort erheblich eingeschränkt werden würde. Hierdurch würden sowohl bei Ausstrom als auch bei Einstrom die Hauptwassermengen durch die Mellinfahrt und Kaiserfahrt fließen und namentlich in den Engstellen der Mellinfahrt die großen



Teilstrecke Leitholm—Swinemünde.

Tiefen am einbuchtenden Ufer noch weiter auskolken und zu kostspieligen Sicherungsmaßnahmen zwingen.

Vor allem aber sind die vor 1913 beobachteten Stromverwilderungen der Mellinfahrt in den letzten Jahren an den Stromspaltungen am Möwenhaken und am Lognitzer Ort sehr geringfügig gewesen, sie halten sich in dem Rahmen der an anderen Stellen eintretenden Versandungen. Die Kosten der an diesen Stellen ursprünglich geplanten Bauwerke dürften in keinem wirtschaftlichen Verhältnis zu den etwa erzielten Vorteilen stehen.

Die Anlage der Trennungswerke und die Durchbauung der Alten Swine sind daher aufgegeben. Die hierdurch ersparten Mittel sollen zum Bau des im Bauprogramm vom Jahre 1924 nicht vorgesehenen Hafftorfeuers Süd verwendet werden. Das in der Achse des Papenwasser-Durchstichs stehende Haffrichtfeuer, bestehend aus dem sogenannten „Schwarzen Peter“ und „Langen Heinrich“, mußte beseitigt werden. Das neuerbaute Papenwasser-Torfeuer verbessert im Verein mit dem Gnageland-Oberfeuer die bisher vorhandene Befeuerung noch nicht genügend, da das Gnageland-Oberfeuer vom Südende des Haffs zu weit entfernt (8 km) steht. Die Verbesserung der Befeuerung auf dem südlichen Teil der Haffrinne durch Erbauung des Hafftorfeuers Süd ist für die Schiffahrt ein Bedürfnis.

Die Baggerarbeiten werden zum größten Teil im Eigenbetriebe ausgeführt, nur der Aushub des südlichen Teils des Papenwasser-Durchstichs ist an einen Unternehmer vergeben.

Der Baggerboden wird grundsätzlich aufgespült, und zwar auf die zahlreichen an der unteren Oder und am Haff gelegenen niedrigen Flächen (saure Wiesen, Torfstiche usw.). Nur bei den Haffbaggerungen wird Boden auf bestimmten Klappstellen verklappt, wenn er sich, wie schwerer Tonboden, schlecht spülen läßt, oder der Spüler außer Betrieb ist.

Vor verschiedenen kleinen Ortschaften an der unteren Oder ist Sandboden aufgespült, um einen Badestrand zu schaffen. Diese künstlich geschaffenen bezw. verbesserten Badegelegenheiten werden eifrig benutzt, besonders von der Stettiner Bevölkerung, und heben den Fremdenverkehr in diesen Orten (Pölitz, Stepenitz, Ziegenort).

Von den Feuern sind fertiggestellt und in Betrieb genommen das Papenwasser-Torfeuer, das Gnageland-Richtfeuer, das Quermarkenfeuer Mankow, das Schanzen-Richtfeuer und das Schwabach-Richtfeuer. Im Jahre 1928 sollen das Stepenitz- und Krampe-Richtfeuer erbaut, sowie das Hafftorfeuer Süd gegründet werden.

Wie schon eingangs erwähnt, wird der Papenwasser-Durchstich im Frühjahr 1928 völlig fertiggestellt und für die gesamte Schiffahrt freigegeben werden, nachdem Ende 1926 die westliche Seite durchgebaggert und Schiffen von 7,0 bis 7,3 m Tiefgang bei GW unter besonderen Vorsichtsmaßregeln die Durchfahrt gestattet war.

Nach Durchführung des Bauprogramms von 1924 wird bei den niedrigsten für die Schiffahrt in Betracht kommenden Wasserständen eine Fahrwassertiefe von 8 m vorhanden sein. Es können dann also, da die Schiffe mindestens 0,5 m Wasser unter dem Kiel haben müssen, Schiffe von 7,5 m Tiefgang mit Ausnahme weniger Tage im Jahr Stettin erreichen. Schiffe dieses Tiefganges haben etwa 5000 Brutto-Registertonnen.

Ein moderner Hafen muß aber für Schiffe von 8000 Brutto-Registertonnen mit etwa 8 m Tiefgang jederzeit zugänglich sein. Das trifft insbesondere für den Stettiner Hafen zu, in dem zum großen Teil Massengut umgeschlagen wird.

Stettin leidet zurzeit schwer unter dem Wettbewerb Danzigs, dessen Hafen ebenso wie die übrigen wichtigen ausländischen Ostseehäfen Schiffe von 8000 Brutto-Registertonnen stets aufsuchen können. Es ist daher beabsichtigt, auch Stettin für Schiffe dieser Größe zugänglich zu machen. Die Verhandlungen mit der Gesellschaft zum Ausbau der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde über ihre finanzielle Beteiligung sind abgeschlossen.

Für das Frachtschiff von 8000 Brutto-Registertonnen mit 8 m Tiefgang ist eine Wassertiefe von 8,5 m bei allen unter GW liegenden Wasserständen erforderlich, die für die Schiffahrt noch in Betracht kommen.

Wie oben erwähnt, sinkt der Wasserstand nach den bis 1912 reichenden Pegellisten nur an wenigen Tagen im Jahre tiefer als 0,4 m unter GW. Bei Durchsicht der Pegellisten von 1913 bis 1925 zeigte sich jedoch, daß eine verhältnismäßig größere Anzahl niedriger Wasserstände in dieser Zeit aufgetreten ist als in der Zeit von 1900 bis 1912. Das hängt vermutlich mit der 1915 bis 1916 ausgeführten Vertiefung der Mündungsstrecke der Swine zusammen. Im Jahre 1920 sind an 17 Tagen in Stettin Wasserstände von 41 bis 50 cm unter GW gewesen, darunter an neun aufeinanderfolgenden Tagen mit einem Tag Unterbrechung und an fünf Tagen ohne Unterbrechung. An 17 Tagen waren im Jahre 1920 sogar Wasserstände von 51 bis 60 cm unter GW vorhanden (das NNW am Stettiner Baumbrücken-Pegel vom 18. 12. 1881 liegt 0,76 m unter GW).

Diese ausnahmsweise niedrigen Wasserstände in Stettin sind jedoch nicht von ausschlaggebendem Einfluß auf die Schiffahrt, da auf den Strecken, für deren Wasserstände der Stettiner Pegel maßgebend ist, stärkere Wellenbewegungen nicht mehr eintreten und hier tiefgehende Fahrzeuge weniger durchstoßen als im Papenwasser und im Haff.

Es sind daher Wasserstände bis zu 0,5 m unter GW berücksichtigt. Sonach muß eine dauernde Wassertiefe von $8{,}5 + 0{,}5 = 9{,}0$ m unter GW geschaffen und unterhalten werden, um Schiffen von 8,0 m Tiefgang annähernd jederzeit den Zugang zum Stettiner Hafen zu ermöglichen.

Bei der erstmaligen Ausbaggerung muß eine Mehrtiefe zur Aufnahme von Verschlickungen hergestellt werden. Diese Mehrtiefe, die im Entwurf von 1913 auf 0,3 m festgesetzt war, ist nunmehr zu 0,6 m angenommen, ein ebenfalls noch sehr geringes Maß, da die allein in Betracht kommenden großen Bagger bei dieser Schnitt-Tiefe noch nicht wirtschaftlich arbeiten.

Die erstmalige Ausbaggerung soll daher auf $9{,}0 + 0{,}6 = 9{,}6$ m unter GW stattfinden.

Außerdem ist es unbedingt erforderlich, das volle Bauziel vom Jahre 1913 hinsichtlich der weiteren Begradigung der Fahrstraße und

Verbesserung der Befeuerung zu verwirklichen und die bisher zurückgestellten Arbeiten nachzuholen.

Im Verfolg des Entwurfs vom Jahre 1913 soll die Strecke von der Gotzlower Grube bis Damansch (km 57,5 bis km 50), die eine Reihe von langen Kurven und S-förmigen Krümmungen aufweist und daher von großen Schiffen schwierig zu befahren ist, begradigt werden, und zwar in der Weise, daß drei gerade Linien mit kurzen Übergängen hergestellt werden. Hierzu sind Durchstiche durch den Schützenwerder und das Gr. Oderbruch notwendig. Die Durchstiche erhalten 100 m Sohlenbreite und 2fache Böschungen. Diese sollen bis etwa 1,0 m über und 1,5 m unter GW eine leichte Abdeckung aus Packwerk erhalten.

Durch diese Linienführung wird eine übersichtliche Befeuerung ermöglicht. Die einzelnen Geraden erhalten an beiden Enden je ein Richtfeuer, die Übergänge werden durch Quermarkenfeuer gekennzeichnet. Das Ihna-Oberfeuer wird das Oberfeuer für zwei Richtungen (vergl. Lageplan).

Ferner sollen das Hafftorfeuer Nord und das Kaiserfahrt-Torfeuer erbaut werden, damit die Schiffahrt auch bei unsichtigem Wetter auf dem Haff nicht nach dem Kompaß zu steuern braucht. Das Haffmolenfeuer wird umgebaut werden.

Endlich soll auch die Mellinfahrt auf ihre volle planmäßige Breite gebracht werden. Nach Fertigstellung dieser Arbeiten wird die Strecke vom Haff nach der See in einheitlicher Weise mit nach der See zunehmenden Querschnitten ausgebaut sein, und die bisherigen Erschwernisse der Schiffahrt in der Mellinfahrt durch das unregelmäßige Hineinragen des unausgebauten Westufers werden fortfallen.

Durch den Ausbau der Mellinfahrt wird die jetzige Achse der Schiffahrtstraße verschoben. Hierdurch wird auch eine Verlegung der Befeuerung notwendig, die ebenso wie auf den anderen Strecken durch Gegenfeuer ergänzt werden soll.

Die oben unter 5. aufgeführte Regulierung der unteren Swine ist für den Ausbau der Schiffahrtstraße für das Frachtschiff von 8000 Brutto-Registertonnen an sich nicht erforderlich, da durch die Regulierung nicht die Wassertiefe vergrößert oder die Schiffahrtstraße verbreitert, sondern nur das Ostufer der unteren Swine vor Unterspülung geschützt werden sollte. Die Regulierung ist daher in das Ausbauprogramm nicht mitaufgenommen worden.

Zurzeit wird das Caseburger Oberfeuer (das nördlichste Richtfeuer der Haffrichtung) erneuert. Nach dem geplanten Ausbau werden sämtliche Feuer erneuert sein. Von der Gotzlower Grube bis zur Mellinfahrt stehen dann auf beiden Enden jeder Geraden Richtfeuer, so daß der Schiffer stets ein Richtfeuer voraus hat.

Nach dem Bauprogramm von 1924 und dem von 1927 werden insgesamt 39 Einzelfeuer neu errichtet. Mit Ausnahme der Leuchttonne Mellin am nördlichen Ende der Mellinfahrt wird von der Mellinfahrt bis Stettin keine Leuchttonne mehr vorhanden sein.

Die Befeuerung und die Linienführung der Schiffahrtstraße dürften nach diesem Ausbau allen Anforderungen der Schiffahrt genügen.

Es ist beabsichtigt, die Baggerarbeiten und die Abänderung und Ergänzung der Befeuerung in sechs Jahren durchzuführen. Im siebenten Baujahr sollen noch Restarbeiten, besonders Ufersicherungen vorgenommen werden.

Mit dem weiteren Ausbau wird 1928 begonnen. Es können von Ende 1933 ab Schiffe von 8,0 m Tiefgang zu jeder Zeit bis nach Stettin kommen. Der gesamte Ausbau wird elf Jahre (1924 bis 1934) dauern.

Die Bauleitung übt die Wasserbaudirektion Stettin aus, die örtliche Durchführung der Arbeiten bewirken das Wasserbauamt Stettin auf der Strecke von Stettin bis einschließlich Papenwasser und das Hafenbauamt Swinemünde im Haff, der Kaiser- und Mellinfahrt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

(Schluß aus Heft 7.)

Der alte Streit zwischen den Maschinen- und Bauingenieuren über das Wesen der Nietverbindung ist noch nicht entschieden. Das ist ein auf die Dauer unhaltbarer Zustand. Bei der Wichtigkeit der Sache erscheint eine Klärung der heiß umstrittenen Fragen durch weitere Versuche notwendig. Das sind wir dem Ansehen der deutschen Wissenschaft und dem Rufe des deutschen Eisenbaues schuldig. Der Hauptzweck des vorliegenden Aufsatzes ist, zu solchen Versuchen anzuregen. Bevor wir jedoch zu bestimmten Vorschlägen über die neu anzustellenden Versuche übergehen, müssen wir klarstellen, auf was es uns bei den Versuchen ankommt. Hierzu sind zunächst einige theoretische Erörterungen anzustellen.

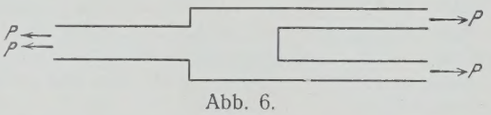


Abb. 6.

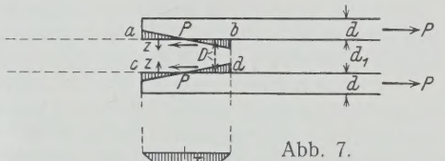


Abb. 7.

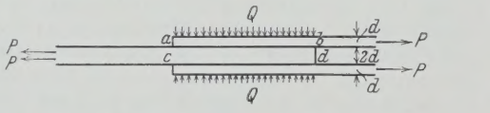


Abb. 8.

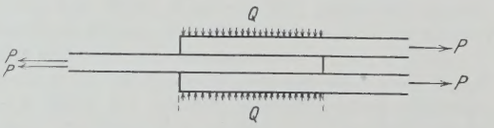


Abb. 9.

Die verwickelten Vorgänge in einer belasteten Nietverbindung lassen sich durch verhältnismäßig einfache theoretische Überlegungen dem Verständnis näherbringen.

Wir betrachten zunächst einen Körper aus homogenem Stoff von der in Abb. 6 dargestellten Gestalt, an dem die Kräfte P (auf die Querschnittsflächen gleichmäßig verteilt) angreifen. Auf die Schnittflächen ab und cd wirken das Biegungsmoment $P \cdot \frac{d}{2}$, das Zug- und Druckspannungen, und die Querkraft P, die Schubspannungen (Verteilung nach der bekannten Schubspannungsparabel) hervorruft (Abb. 7). Je kleiner das Verhältnis $d : l$, um so mehr tritt die Biegung gegenüber der Abscherung zurück. Überschreitet bei Laststeigerung die Schubspannung $\max \tau$ die Scherfestigkeit des Werkstoffs, so werden die Außenteile auf dem Mittelteil abgeschoben.

Gehen wir zu dem aus einem Stab und zwei Laschen zusammengesetzten und in der angedeuteten Weise belasteten Körper nach Abb. 8 über, bei dem durch Kräfte Q ein auf die Berührungsfläche gleichmäßig verteilter Reibungswiderstand erzeugt wird, so treten infolge der verschiedenen Dehnungen von Stab und Laschen in den Flächen ab und cd Schubspannungen auf, die sich ungefähr nach Abb. 8a auf die Flächen verteilen. In der Mitte der Verbindung sind die Dehnungen $\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$ gleich groß, die Schubspannungen $\tau = 0$. Gegen die Enden treten die Größtwerte $\max \varepsilon$ und $\max \tau$ auf. Überschreitet bei einer bestimmten Laststufe der Wert $\max \tau$ den Reibungswiderstand $\mu \cdot \frac{Q}{F}$, so findet ein örtliches Gleiten an den Enden statt. Die Folge ist eine Änderung der Spannungsverteilung, bis P den Wert $\mu \cdot Q$ erreicht und die Verbindung sich löst.

Werden die Laschen im Verhältnis zum Stab dicker gewählt (Abb. 9), so rückt die Ebene, in der $\tau = 0$ wird, nach rechts. Die Schubspannungen verteilen sich nach Abb. 9a.

Die Verschiebungsmöglichkeiten einer zweilaschigen Nietverbindung können anschaulich durch folgende drei Bilder gekennzeichnet werden:

a) Stab und Laschen bestehen aus einem elastisch dehnbaren Stoff (z. B. Gummi), Niete aus einem verhältnismäßig starren Stoff (z. B. Porzellan). Die gegenseitigen Verschiebungen (relative Verschiebungen) durch die ungleichen Dehnungen von Stab und Laschen sind in Abb. 10 dargestellt.

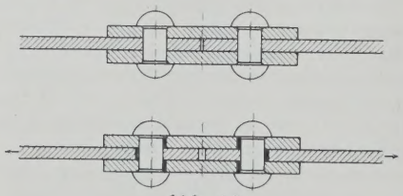


Abb. 10.

Die gegenseitigen Verschiebungen der Anlageflächen rechts und links vom Nietschaft sind gleich Null. Im mittleren Teil der Verbindung dehnen sich die Laschen in den Außenteilen der Stäbe. Dementsprechend verschieben sich die Teile in den Berührungsflächen gegeneinander. Die ursprünglich runden Nietlöcher werden in Ovalform verstreckt. Der Stoß des Mittelstabes klafft (Abb. 11). Mit dem Nachlassen der Kräfte geht die Verbindung in die ursprüngliche Form zurück.

b) Stab und Laschen starr (z. B. Porzellan), Niete elastisch dehnbar (z. B. Gummi).

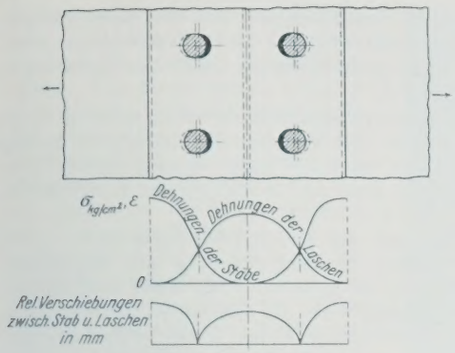


Abb. 11.

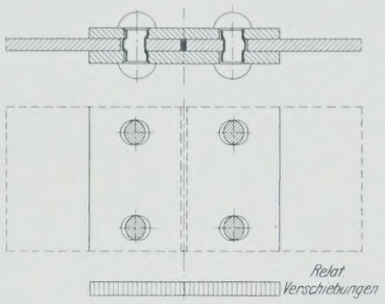


Abb. 12.

Die Nietlöcher in Stab und Lasche verschieben sich unter der Belastung gegeneinander (Abb. 12). Die Relativverschiebungen sind durch die Formänderung der Niete bedingt und an allen Stellen der Berührungsflächen gleich groß.

c) Stab und Laschen starr, Niete starr, Spiel zwischen Nietschaft und Nietloch.

Die Relativverschiebungen zwischen Stab und Laschen bei Belastung sind nach Überwinden des Reibungswiderstandes ebenfalls an jeder Stelle gleich groß, und zwar gleich dem Abstande von Nietschaft und Nietlochwand.

Die relativen Verschiebungen einer Doppellaschenverbindung mit mehreren Nietreihen hintereinander nach Abb. 13 unter verschiedenen Belastungen ergeben sich aus Kombinationen von Vorgängen der vorbeschriebenen Art.[14]) Drei Fälle sind zu unterscheiden:

1. Belastungen, unter denen die Kräfte durch die Reibung zwischen den Blechen übertragen werden,

2. Belastungen, unter denen die Nietschäfte zum Anliegen an die Lochwände gekommen sind und damit unmittelbar zur Kräfteübertragung (durch Biegungs- und Schubbeanspruchung) hereingezogen werden,

3. Belastungen, unter denen die Streck- oder Quetschgrenze des Materials überschritten wird, bis zum Bruch.

Im ersten Fall werden die Kräfte durch die Doppellaschen von einer Stabhälfte zur andern in der Weise übertragen, daß die Spannungen in den Laschen erst rasch, dann langsamer steigen, in den Stabhälften erst rasch, dann langsamer fallen. Die Stabhälften und die Laschen, aus denen die Nietverbindungen zusammengesetzt sind, dehnen sich unter der Belastung ungleich, im mittleren Teile die Laschen mehr als die Stäbe, in den äußeren Teilen die Stäbe mehr als die Laschen. Die ersten relativen Verschiebungen treten an den Laschenenden ein, und zwar nach den Versuchen bereits unter Belastungen, die einer mittleren Beanspruchung von 300 bis 400 kg auf 1 cm² Nietquerschnitt entsprechen. Diese relativen Verschiebungen verschwinden nach der Entlastung sind also federnd.

Im zweiten Fall haben unter den höheren Laststufen bereits kleine bleibende Relativverschiebungen stattgefunden, wobei die Nietschäfte zum Anliegen an die Lochwände gekommen sind. Nach den Versuchen tritt dieser Zustand unter Belastungen ein, bei denen die rechnungsmäßigen Spannungen in dem unverschwächten Querschnitt noch unterhalb der Elastizitätsgrenze des Materials liegen. Die unmittelbare Beanspruchung des einzelnen Nietes auf Biegung und Schub ist von den relativen Verschiebungen zwischen Stab und Laschen in seiner nächsten Umgebung abhängig. Ohne relative Verschiebungen keine unmittelbare Beanspruchung der Niete. Die Kurven der spezifischen Dehnungen in den Stäben und Laschen sind in Abb. 14 dargestellt, sie entsprechen den mittleren Spannungen, die in den Laschen vom Rande nach der Mitte zu ansteigen, in den Stäben nach der Mitte zu abfallen. In den Schnittpunkten der Kurven sind die spezifischen Dehnungen gleich groß, dort treten also keine relativen Verschiebungen infolge der spezifischen Dehnungen auf. Rechts und links davon dehnen sich Stab und Lasche ungleich, es treten also relative Verschiebungen auf, die gegen den Laschenrand und die Stoßfuge zunehmen (Abb. 15).

Links vom Nullschnitt nimmt der Stab die Niete mit, diese wirken auf die Laschen, rechts davon nehmen die Laschen die Niete mit, und diese wirken damit auf den Stab zurück. Hieraus erklärt sich die bekannte, durch Versuche festgestellte Tatsache der ungleichmäßigen Verteilung der Kräfte auf die einzelnen Niete. Werden die Laschen im Verhältnis zum Stab dicker gewählt, so rücken die Nullschnitte nach der Mitte. Die relativen Verschiebungen an den Laschenenden werden größer und damit auch die Beanspruchungen der äußeren Niete.

Mit wachsender Belastung nehmen die Verformungen der Niete und Nietlochwände zu, die Laschen und Stäbe verstrecken sich. An den Stellen, wo schon im elastischen Zustande die größten Spannungen auftraten, zeigen sich nun bleibende Formänderungen. Die örtlich ungleichen Verstreckungen und Stauchungen haben örtliche verschiedene, ungleiche, diesmal bleibende Relativverschiebungen der Verbindungsteile zur Folge. Sie sind am kleinsten beim Nullschnitt, nehmen nach außen zu durch die Verstreckung des Stabes nach der Mitte durch diejenige der Laschen. Hierzu kommen bleibende Relativverschiebungen durch die fortschreitenden Verformungen der Niete und Nietlochwände, die für sämtliche Stellen der Berührungsflächen annähernd gleich groß sind.

Die beim Erreichen der Bruchlast vorhandenen bleibenden Relativverschiebungen zwischen Stab und Laschen sind in Abb. 16 dargestellt.

Die gesamten Verformungen der Verbindung beim Erreichen der Bruchlast, d. h. die gegenseitigen Verschiebungen von Stab und Lasche, die Verbiegung der Niete, die Stoßfugenerweiterung und die Hohlräume neben den Nieten durch Verstrecken der Nietlöcher sind aus Abb. 17 zu ersehen. Der Bruch wird eingeleitet entweder durch Abscheren der ersten Niete oder das Ausreißen des Stabes beim ersten Niet. Auf eine Erscheinung verdient besonders hingewiesen zu werden. Die Niete bleiben bei den Versuchen bis zum Bruch vollkommen festsitzend. Im elastischen Bereich erfahren die vorwiegend auf Biegung beanspruchten Niete bereits kleine Verkrümmungen, die zur teilweisen Anlage des Nietschaftes an die Lochwände führen. Durch die mit der Verkrümmung verbundene Nietschaftverlängerung werden die achsialen Kräfte im Nietschaft vergrößert und die Bleche stärker zusammengepreßt. Je weiter die Verformungen des Nietes fortschreiten, um so mehr nehmen die Achsialkräfte zu, um so stärker drücken die Nietköpfe auf die Bleche, falls nicht ausnahmsweise die Köpfe abgesprengt werden. Der Niet sitzt bis zum Bruch vollkommen fest, wenn die Belastung langsam ansteigend immer nur in einer Richtung stattfindet.

Aus den angestellten Erörterungen folgt, daß die durch Niete verbundenen Bleche weit unter der Bruchlast sich gegenseitig verschieben müssen. Versuche haben das einwandfrei bestätigt. Die relativen Verschiebungen sind in der Hauptsache federnd, solange die Spannungen in Stab und Lasche unter der Elastizitätsspannungsgrenze liegen. Sie werden bleibend, wenn die verbundenen Teile sich örtlich verstrecken. Die in den Versuchen von

[14]) E. Höhn, Nieten und Schweißen der Dampfkessel.

Abb. 13.

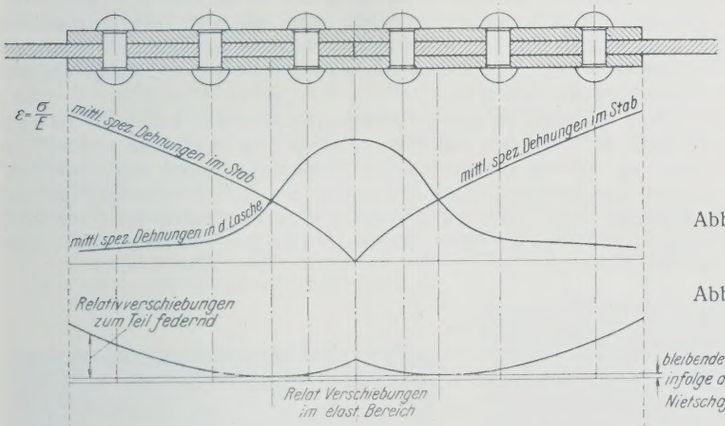


Abb. 14.

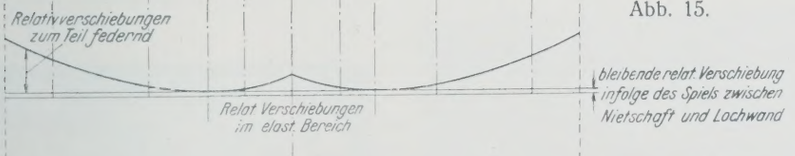


Abb. 15.

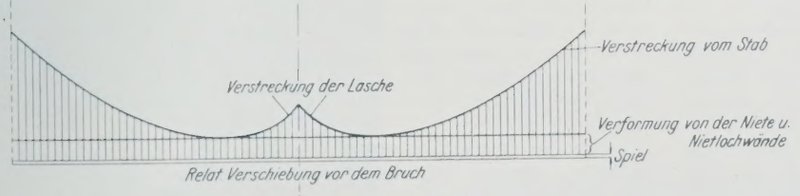


Abb. 16.

Abb. 17.

Bach gemachte Feststellung „Beginn des Gleitens“ bezieht sich auf bleibend und sprunghaft vor sich gehende relative Verschiebungen. Den Sprüngen gehen immer geringe bleibende Verschiebungen voraus.

Die aus der Belastung errechnete mittlere Schubspannung der Niete hat nur Vergleichswert. In Wirklichkeit sind die Niete ungleich beansprucht, und zwar mehr auf Biegung und achsialen Zug als auf Schub. Die Grenze, bei der ein Gleiten ausgeschlossen ist, liegt zwischen 250 und 500 kg/cm², auf 1 cm² Nietquerschnitt bezogen.

Die Kenntnis der verwickelten inneren Vorgänge in Nietverbindungen ist zur Beurteilung des Vergleichsmaßstabes notwendig, aber praktisch für die Bemessung der Nietverbindungen kaum verwertbar. Bei jeder anderen Form der Verbindung treten andere Verhältnisse ein.

Die eingangs gestellte Forderung, daß die Nietverbindung dauernd festbleiben soll, ist für ruhende und langsam in einer Richtung veränderliche Kräfte bei Beanspruchungen innerhalb der Streckgrenze, ja sogar darüber hinaus erfüllt. Hieraus erklärt sich das ausgezeichnete Verhalten der Nietverbindungen im Brückenbau auch bei weitgehender Überlastung. Die Befürchtungen der Maschineningenieure und ihre weitgehenden Forderungen sind wohl für Dampfkesselnietungen berechtigt, für Brückennietungen aber zweifellos übertrieben. Wesentlich anders und ungünstiger liegen die Verhältnisse bei Nietverbindungen, die Wechselkräften und unmittelbar wirkenden Stößen ausgesetzt sind. Hier ist die Lockerungsgefahr schon bei Belastungen unterhalb der Elastizitätsspannungsgrenze vorhanden.

Auf die praktische Brauchbarkeit der Nietverbindungen und die Grenzen der zulässigen Belastungen kann weder aus Bruchversuchen noch aus der Feststellung des Gleitbeginns, sondern nur aus Versuchen mit oftmals wiederholten Belastungen einwandfrei geschlossen werden. Nur auf diesem Wege läßt sich die Grenze feststellen, bei der die Verbindung als Ganzes sich annähernd federnd verhält. Örtliche Verformungen müssen in Kauf genommen werden, damit die Verbindung sich einspielt. Erst von den Belastungsstufen ab, wo die Verformungen bei wiederholter Be- und Entlastung oder Wechselbelastung dauernd zunehmen, wird die Verbindung praktisch unbrauchbar. Wenn z. B. bei einem Brückentragwerk die Durchbiegungen mit der Zeit dauernd zunehmen, so weist diese Beobachtung darauf hin, daß die Beanspruchungen unter den Nutzlasten über das zulässige Maß getrieben sind.

Bei den neu anzustellenden Versuchen mit oftmals wiederholter Belastung kann es sich nicht darum handeln, die relativen Verschiebungen im einzelnen zu verfolgen, es kommt auf das Verhalten der Verbindung als Ganzes an.

Hierfür dürfte es zunächst genügen, die gesamten und die bleibenden Veränderungen der Stoßfuge verschiedener Laschenverbindungen für verschiedene Laststufen, und zwar a) für einmalige Belastung, b) für oftmals wiederholte Belastung und Entlastung, c) für Lastwechsel, d) für stoßartige Einwirkungen der Lasten, festzustellen. Für Dampfkesselnietungen sind Versuche nach a) in vorbildlicher Weise von Höhn durchgeführt worden. Die Ergebnisse sind in dem Buch „Nieten und Schweißen der Dampfkessel“, Zürich 1925, von Höhn veröffentlicht. Man erhält Kurven, wie sie schematisch in Abb. 18 dargestellt sind. Durch solche Versuche, für deren Durchführung bei der heutigen Einrichtung unserer Materialprüfungsanstalten die Aufwendungen sich in erträglichen Grenzen halten werden, kann die Brauchbarkeit der heute im Brückenbau üblichen Berechnungsart und der heute gültigen Bemessungsvorschriften nachgeprüft werden. Ob die Versuche zu einer teilweisen Herabsetzung unserer hochgetriebenen zulässigen Spannungen führen werden, bleibt abzuwarten.

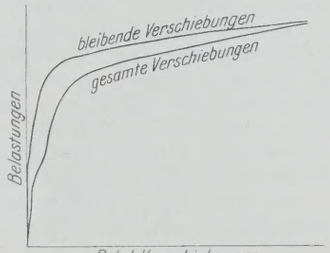


Abb. 18.

Für unsere Brücken aus hochwertigen Baustoffen wird noch die Frage zu untersuchen sein, ob und wie eine Verbesserung der Nietverbindung möglich ist. Es gibt zwei Wege, entweder kann versucht werden, den Gleitwiderstand zu erhöhen oder eine satte Ausfüllung der Nietlöcher zu erreichen.

Ein gangbarer Mittelweg, um das Anliegen des Nietschaftes an die Lochwand, das für die Festigkeit der Nietverbindung und die gleichmäßige Verteilung der Kräfte auf die einzelnen Niete einer mehrreihigen Verbindung von größter Wichtigkeit ist, zu verbessern, besteht darin, daß die Nietlöcher, deren Durchmesser bisher 1 mm größer gemacht werden als die Nietdurchmesser, mit der Reibahle nur so weit ausgeweitet werden, daß der warme Nietschaft mit dem Hammer eben noch eingeführt werden kann. Gleichzeitig müssen für die Rohnietdurchmesser schärfere Bedingungen gestellt werden. Nach DIN 124, Bl. 1 wird für die Herstellung von Normalnieten aus Flußeisen Rundeisen verwendet, das bis zu 13 mm Nietdurchmesser um $^1/_4$ mm, bei 16 mm um $^1/_3$ mm und von 19 mm Nietdurchmesser ab um 1 mm dünner ist als d. Als Abmaße für die Rohnietdurchmesser sind zulässig: bis $d = 22$ mm Durchmesser nach oben 0,3 mm, nach unten 0,1 mm, von 25 mm Durchmesser ab nach oben 0,5 mm, nach unten 0,1 mm. Bei den im Brückenbau am häufigsten vorkommenden Nieten ist hiernach zwischen Nietloch und kaltem Nietschaft bis 2,1 mm Spiel vorhanden. Nach den Erfahrungen von Kesselfabriken genügt als Spiel zwischen Nietloch und kaltem Nietschaft:

19 mm	Rohnietdurchmesser	20,3 mm	Lochdurchmesser
22 „	„	22,5 „	„
25 „	„	25,7 „	„
28 „	„	28,8 „	„
31 „	„	32,0 „	„

Ein anderer Weg zur Steigerung des Gütegrades besteht in der Verbindung von Nietung und Schweißung. Es ist auch schon empfohlen worden, durch Verschmelzen die satte Ausfüllung der Lochwand zu erreichen. Ob wir auf diesem Wege im Brückenbau weiterkommen, erscheint zweifelhaft. Wenn man schon zu Schweißverbindungen übergeht, so werden ganz andere Verbindungs- und Konstruktionsformen gewählt werden müssen.

Zur Erhöhung des Gleitwiderstandes kann man versuchen, die Kraft zu steigern, mit der die Teile zusammengepreßt werden. Das kann z. B. in der Weise geschehen, daß die Teile zunächst durch Schrauben aus hochwertigem Werkstoff wesentlich stärker zusammengepreßt werden, als dies bei der heutigen Art der Nietung möglich ist, und dann nacheinander die einzelnen Schrauben durch Niete ersetzt werden. Man kann weiter versuchen, die Reibung zwischen den Blechen zu vergrößern. Die Zwischenschicht aus Bleimennige oder einer sonstigen Rostschutzfarbe ist kein geeignetes Mittel, um den Gleitwiderstand zu erhöhen. Man kann sich aber wohl andere Mittel denken, mit denen eine Steigerung der Reibung erzielt werden kann.

Man mag sich zu den Vorschlägen stellen, wie man will, das eine ist nicht zu bestreiten, daß bei der Wichtigkeit der Sache weitere Versuche zur Klärung der heute noch umstrittenen Fragen erwünscht sind. Die wissenschaftliche Versuchsforschung hat sich in solchen Fällen als wertvollstes Mittel zur Gewährleistung technisch einwandfreier, betriebssicherer und wirtschaftlicher Bauweisen und zur Erzielung wahrer Fortschritte erwiesen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Innbrücke bei Marktl.

Von Oberregierungsbaurat Dr.-Ing. **Fischer,** Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Traunstein.

Die alten Holzbrücken sind im Zeitalter des Pferdefuhrwerks entstanden, da noch Lasten von 120 Zentner zu den Seltenheiten gehörten und die Fahrgeschwindigkeiten kaum mehr als 5 km/Std. betrugen. Der heutige Lastkraftwagenverkehr stellt sowohl hinsichtlich Belastung als auch Fahrgeschwindigkeit Anforderungen an Brückenbauwerke, denen die alten Holzkonstruktionen nicht mehr gewachsen sind. Sosehr die alten Holzbrücken auch häufig dem Landschaftsbild eine gute Note gaben, muß an ihren Ersatz durch massive Bauwerke herangegangen werden, wenn anders die Verkehrssicherheit gewährleistet werden soll.

Dieser Forderung mußte auch die alte Holzbrücke über den Inn bei Marktl (Abb. 1) zum Opfer fallen. Es war dies eine Brücke mit zehn hölzernen Jochen und zwei steinernen Widerlagern. Die Fahrbahn war durch unbekiesten Holzbohlenbelag gebildet. Die ganze Länge der Brücke betrug 153 m, die Fahrbahnbreite zwischen den hölzernen Geländern 5,3 m. Die Brücke stand in ihrer letzten Ausführung seit 1880, in welchem Jahre ihre Vorgängerin durch einen Eisstoß zum großen Teil zerstört worden war.

Abgesehen davon, daß die zum Teil fast fünfzigjährigen Holzjoche altersschwach geworden waren und ihre Tragfähigkeit fast nur mehr dem inneren Verbande der Verstrebungen verdankten, war die Sicherheit der Brücke auch durch wiederholte Unterspülungen einzelner Joche gefährdet, da starke Kiesbankverlagerungen in der Flußstrecke unmittelbar oberhalb der Brücke zu einseitigen Wasseranfällen und dadurch zu Auskolkungen bald auf der einen, bald auf der anderen Seite des Flusses bis zu 8 m Tiefe und dadurch bis auf den unter der Kiessohle gelegenen Flinz führten.

Für den Neubau der Brücke kam nur eine Gewölbekonstruktion in Betracht, mit der sich eine auch in ästhetischer Hinsicht befriedigende Lösung für die Verbindung des tiefer gelegenen linken mit dem höheren rechten Ufer schaffen ließ. Anderseits war der Einbau von mehr als drei Pfeilern in das Flußbett mit Rücksicht auf eine ungehinderte Hochwasser- und gegebenenfalls Eisabführung nicht erwünscht.

So ergab sich eine Betongewölbekonstruktion mit vier Dreigelenkbogen von je 32 m Stützweite zwischen den Gelenken und je rd. 35 m

Lichtweite zwischen den drei Pfeilern und zwei Widerlagern. Der Stich der Gewölbe beträgt 1/9,5 der Stützweite. Die Betongewölbe erhielten eine einfache Zusatzbewehrung, die in erster Linie unvorhergesehene Spannungen bei der Ausrüstung aufzunehmen bestimmt war.

Die Breite der Brücke zwischen den massiven Geländerbrüstungen beträgt 8,0 m, wovon 5,5 m auf die Fahrbahn und zweimal 1,25 m auf die beiderseitigen Fußsteige treffen. Die Gesamtlänge der Brücke beträgt einschließlich der Widerlager 176 m.

Besonderes Augenmerk mußte der Gründung der Pfeiler mit Rücksicht auf die schon oben erwähnte unruhige Geschiebeführung und Geschiebeverlagerung zugewendet werden und mit Rücksicht darauf, daß der harte Flinz, auf den unter allen Umständen zu gründen war, in einer Tiefe von 6 bis 10 m unter der während der Bauzeit vorhandenen Kiessohle oder bis zu 12 m unter MW oder bis zu 16 m unter HW lag.

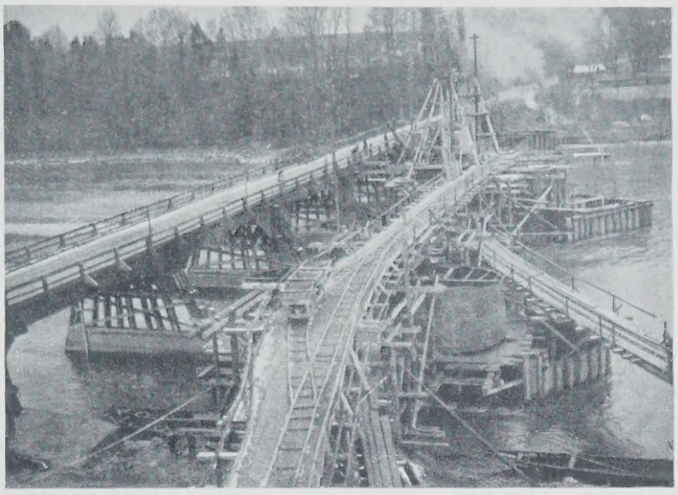


Abb. 1. Die alte Holzbrücke und Baustelle der neuen Brücke. Senkkasten 1 fertig montiert, Senkkasten und Pfeiler 2 im Absenken, Rammen der Spundwandumschließung des rechten Widerlagers.

Die gegebene Lösung war für so große Tiefen und schweren Boden die Luftdruckgründung. Sie war im Ausführungsentwurf vorgesehen. Um jedoch Anhaltspunkte über die Anschauung größerer Bauunternehmungen auch für den Fall einer Gründung in offener Baugrube zu erhalten, wurde bei der öffentlichen Ausschreibung zur Vergebung der Bauarbeiten auch die Angebotabgabe für letztgenannte Gründungsart wahlweise zugelassen. Das Ergebnis war, daß alle namhaften Unternehmungen bei ihren Angeboten der Druckluftgründung den Vorzug gaben oder, soweit sie Kosten für offene Gründung angeboten haben, das erhöhte Risiko mit einem so hohen Betrag einrechnen mußten, daß der Kostenunterschied zwischen beiden Gründungsarten nicht so groß war, um die Gefahr von großen Störungen im Baubetrieb in Kauf nehmen zu können.

Die Druckluftgründung kam denn auch zur Ausführung. Sie hat sich in mehrfacher Hinsicht bewährt. Einerseits haben die Bauarbeiten bei dem allerdings nur einmal eingetretenen Hochwasser keinen Schaden erlitten, anderseits war es neben der Gunst der Witterung des Winters 1926/27 und der vorzüglichen Arbeitsleistungen der ausführenden Bauunternehmung nicht zuletzt dem sehr raschen Fortschreiten der Gründungsarbeiten zu danken, daß das Bauwerk statt, wie vorsichtshalber vorgesehen, in anderthalb Jahren, in nur einem Winter und einem Sommer fertiggestellt werden konnte.

Zur Verwendung kamen Senkkasten aus St 37 im Gesamtgewicht von 90 t und einer Gesamtgrundfläche von 330 m² sowie ein Druckluftgerät neuester Konstruktion (Abb. 2), beide von der MAN geliefert.

Jeder der drei Senkkasten wurde im Dauerbetrieb in je 14 Arbeitstagen auf die planmäßige Tiefe abgesenkt und aufgemauert. Der größte Druck betrug 1,8 at. Zwei Flottweg-Kompressoren von 6 und 2 m³ Leistung i. d. Min. mit elektrischem Antrieb und ein 8-m³-Kompressor mit BMW-Motor in Reserve lieferten die nötige Druckluft. Außerdem stand eine Lokomobile ständig unter Dampf, die eine Dynamomaschine zur Erzeugung des für die Beleuchtung der Senkkasten und der Schleusen notwendigen Lichtstromes für den Fall zu liefern hatte, daß der Strom des Überlandwerks, das die übrige Baustelle mit Licht und Kraft versorgte, ausblieb.

Mit diesen Sicherheitsmaßnahmen vollzogen sich die Gründungsarbeiten glatt und ohne jede Störung. Die Absenkung der Senkkasten ging im Kies gleichmäßig und leicht, im Flinz dagegen bei der vergrößerten Reibungsfläche entsprechend der größeren Tiefe und dem dichteren Anschluß der Flinzwand an den Senkkastenflächen schwerer, so daß zeitweise stärkere Entlüftung der Senkkasten notwendig wurde, wobei ein stoßweises Absacken der Senkkasten eintrat. Aber auch hierbei sind Unregelmäßigkeiten nicht entstanden. Sämtliche Pfeiler sitzen plangemäß rd. 1,5 m im harten Flinz an der richtigen Stelle.

Konstruktiv unterscheiden sich die drei Pfeiler insofern, als der Mittelpfeiler als Standpfeiler ausgebildet ist. Dies wurde vorsichtshalber deshalb vorgesehen, weil unter Umständen damit hatte gerechnet werden müssen, daß in der ersten Winterniederwasserzeit nur der Standpfeiler, das linke Widerlager und der eine Zwischenpfeiler hätten fertiggestellt werden können. Es wäre dann möglich gewesen, im darauffolgenden Sommer die beiden ersten Gewölbe für sich zu erstellen und die zweite Brückenhälfte im zweiten Winter auszuführen. Da die Gründungsarbeiten, wie schon erwähnt, in nur einem Winter gelungen sind, könnte der Standpfeiler als überflüssig bezeichnet werden. Er hat aber auch bei der Gewölbeausrüstung insofern gute Dienste geleistet, als es durch ihn möglich war, je zwei Gewölbe für sich auszurüsten, was die Arbeit erleichterte und die Sicherheit gab, daß keine schädlichen Schubwirkungen eintraten. Außerdem gibt der stärkere Standpfeiler auch eine architektonisch gute Gliederung des Gesamtbildes.

Die Gewölbe besitzen eine Kämpferstärke von 0,80 m, eine Scheitelstärke von 0,75 m und eine Stärke in den Gewölbevierteln von 1,00 m. Zur Ausbildung der Gelenke wurden Walzbleiplatten von 25 cm Breite und 2,5 cm Stärke zwischen die kräftig bewehrten Gelenkquader eingelegt.

Die vier Lehrgerüste (Abb. 3), die gleichzeitig eingebaut wurden, bestanden aus einem Untergerüst von bis zu 14 m langen Pfählen, die zur Vermeidung einer Verklausung durch Treibzeug bei Hochwasser nicht gegenseitig verschwertet, sondern nur an den Köpfen durch Zangen miteinander verbunden wurden, und einem auf Spindeln sitzenden Obergerüst, bestehend aus Rundholzständern und Streben. Die Setzungen und Pressungen des Ober- und Untergerüstes zusammen betrugen im ungünstigsten Fall nur 21 mm.

Abb. 2. Druckluftgerät am Standpfeiler.

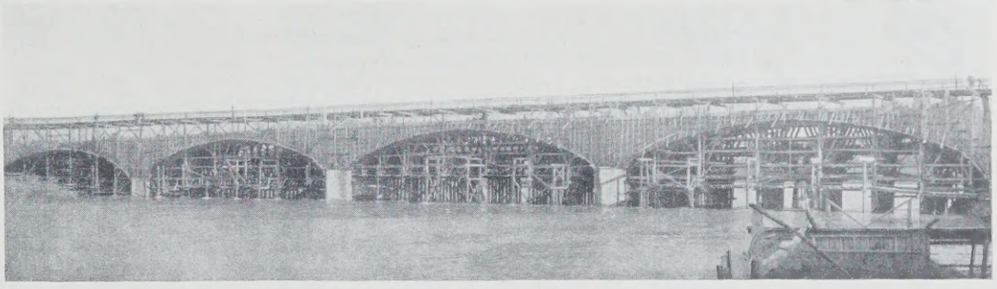


Abb. 3. Brücke im Lehrgerüst.

Abb. 4. Fertige Brücke. Im Hintergrunde steht noch die alte Holzbrücke.

Das Absenken der Lehrgerüste geschah etwa drei Wochen nach Fertigstellung der mit Dyckerhoff-Doppelzement ausgeführten Gewölbe unter Ausnutzung des Standpfeilers, wie schon oben erwähnt, in zwei Gruppen von je zwei Gewölben. Die größte Scheitelsenkung betrug 12 mm.

Die Pfeilerschäfte wurden von Senkkastenoberkante bis auf MW zum Schutze gegen die schleifende Wirkung des Geschiebes mit rauhem Granitbruchsteinmauerwerk verkleidet. Im übrigen zeigt das ganze Bauwerk nach außen schalungsrauhe Betonflächen ohne besondere Bearbeitung. Sehr gut tritt in Erscheinung, daß die Gewölbeübermauerung und die Widerlagerflächen mit senkrechter Schalung ausgeführt wurden. Die Innenseiten und Oberflächen der 25 cm starken glatten Brüstungen, die mit besonders gleichmäßig sortiertem, nicht zu grobem Kiesmaterial hergestellt wurden, sind mit dem Stockhammer bearbeitet.

Der architektonischen Ausgestaltung des Bauwerks (Abb. 4) wurde neben der erwähnten sorgfältigen Schalung auch noch dadurch Rechnung getragen, daß über dem rechtseitigen Pfeiler eine von sieben Säulen getragene Kapelle mit schindelgedecktem Spitzdach errichtet wurde, in der eine aus Holz geschnitzte und farbig bemalte Figur des Hl. Nikolaus, des Patrons der Schiffer und Fischer, Aufstellung fand.

Im Anschluß an die Brücke wurde eine rd. 1,5 km lange Straßenverlegung ausgeführt, durch die starke und verkehrshinderliche Steigungen bis zu 9% und unübersichtliche Kurven zu beiden Seiten der Brücke beseitigt und insbesondere eine verkehrshinderliche Ortsdurchfahrt durch Marktl für den Durchgangsverkehr ausgeschaltet wurden.

Der neue Straßenzug hat eine Breite von 8 m, einen kleinsten Krümmungshalbmesser von 300 m und eine größte Steigung von 5%.

Der Ausführungsentwurf für die Gesamtanlage wurde vom Straßen- und Flußbauamt Traunstein aufgestellt. Er bildete die Grundlage für ein öffentliches Ausschreiben zur Erlangung von Angeboten für die Bauausführung. Unter 21 Bewerbern erhielt die Bauunternehmung Sager & Woerner G. m. b. H. in München den Zuschlag. Sie begann mit den Arbeiten im September 1926 und vollendete bei guter Bauorganisation, vorzüglicher Baustelleneinrichtung und zielbewußter Bauausführung die Gründungsarbeiten im Februar, die Gewölbearbeiten im April und die ganze Brücke im August 1927. Die Straßenbauarbeiten wurden mit Ausnahme der erst im nächsten Frühjahr aufzubringenden Teerasphaltdecke anfangs Dezember 1927 zum Abschluß gebracht.

Die gesamten Baukosten betragen für die Brücke rd. 575 000 R.-M., für die Straßenverlegung rd. 275 000 R.-M.

Die architektonische Ausgestaltung der Brücke geschah nach Vorschlägen des Landbauamtes Rosenheim. Die holzgeschnitzte Nikolausfigur in der Brückenkapelle hat Bildhauer Penzoldt in München entworfen und ausgeführt, die Schnitzarbeiten der Kapellendecke fertigte Bildhauer Unterpieringer in Burghausen.

Alle Rechte vorbehalten.

Ladestraßenkante aus Beton.

Von Reichsbahnrat **Fahl**, Salzwedel.

Die Einfassung der Ladestraßen nach der Gleisseite ist bisher meist in wenig vorteilhafter Weise aus alten Schienen, Schwellen usw. ausgeführt, z. B. nach Abb. 1 als Schwelle. Diese Konstruktion wird deswegen erwähnt, weil sie alle Mängel in sich vereinigt, die eine der üblichen Konstruktionen haben kann, nämlich:

1. der senkrechte Pfosten fault;
2. der senkrechte Pfosten weicht seitlich aus;
3. die wagerechte Schwelle fault;
4. der Pflasterkies rutscht unter der wagerechten Schwelle nach dem Gleise zu weg.

Abb. 1.

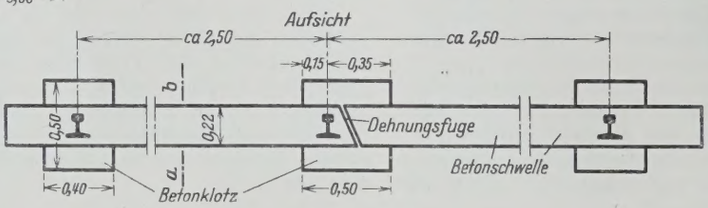
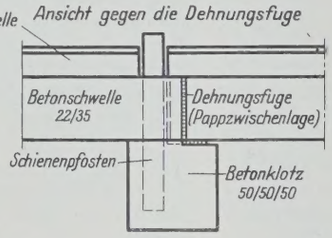


Abb. 2.



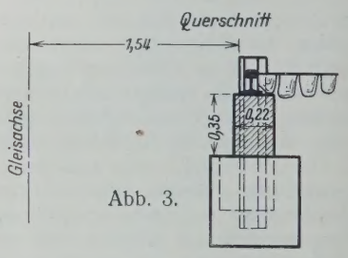
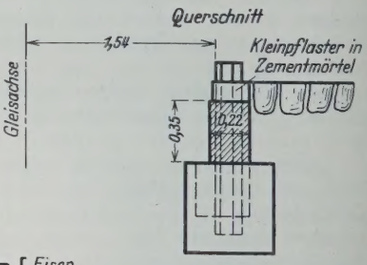
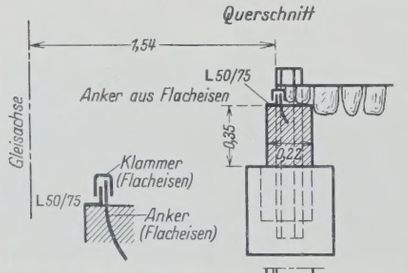
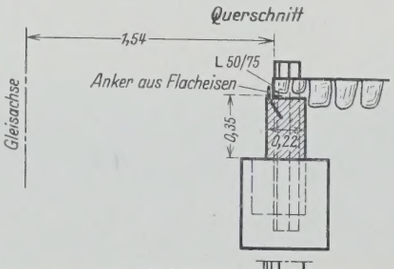


Abb. 3.







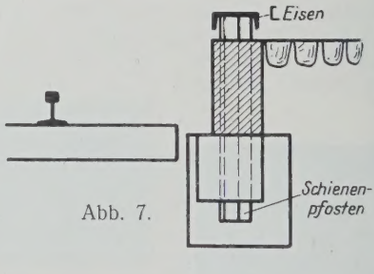


Abb. 7.

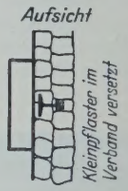


Abb. 4.

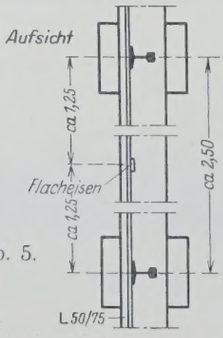


Abb. 5.

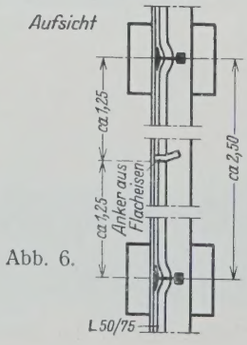


Abb. 6.

In allen vier Fällen treten außer den Schäden an der eigentlichen Kante stets Sackungen des Pflasters ein. Eine derartige Befestigung der Kante, die in der Anlage billig ist, verursacht ständige Ausbesserungen an der Einfassung und daher hohe Unterhaltungskosten. Andere von den üblichen Konstruktionen sind besser, ganz befriedigend ist keine.

Der Versuch lag daher nahe, eine Kante zu konstruieren, die selbst möglichst dauerhaft ist und auch das Pflaster vor Versackungen schützt. Als Material für eine solche Kante kommt der Beton in Frage. Eine Konstruktion aus Beton allein würde aber durch die Stöße der Räder des Landfuhrwerks, durch die Schläge der Pferdehufe und durch das Herabfallen von schweren Körpern, wie Pflastersteinen, beim Ver-

laden stark beschädigt werden. Daher sind gemäß den Abb. 2 bis 7 Versuche gemacht, eine Betonkante herzustellen, die durch Abdeckung mit einem anderen Material gegen Stöße geschützt ist. Ausgeführt sind von den angegebenen sechs Möglichkeiten die Konstruktionen

Abb. 2 Abdeckung mit Schwellen,
Abb. 3 Abdeckung mit Schienen,
Abb. 4 Abdeckung mit zwei Reihen Kleinpflastersteinen in Zementmörtel.

Die Formen Abb. 5, 6 u. 7 sind bisher nicht ausgeführt. Doch sind noch andere Versuche mit Konstruktionen ähnlicher Art gemacht. Die Ausführungen sind im Laufe der letzten zweieinhalb Jahre auf verschiedenen benachharten Bahnhöfen gemacht worden, hauptsächlich in Kusey, Meßdorf und Wieren. Der Erfolg ist gut, so daß die allgemeine Einführung der Konstruktionen empfohlen werden kann.

Die Ersparnisse bestehen bei folgerichtiger Durchführung dieser Konstruktionen einmal in einer Verringerung der Unterhaltungskosten der vorhandenen Ladestraßenbefestigung; ferner ist noch folgendes zu erwägen: die übliche Befestigung der Ladestraßen mit Großpflaster ist wohl hauptsächlich dadurch bedingt, daß wegen des mangelhaften Haltes der Straßenkrone an der Kante eine Straßenbefestigung notwendig war, bei der die üblichen ständigen Ausbesserungen des neben der Kante befindlichen Teiles der Straßendecke ohne allzu große Schwierigkeit ausgeführt werden konnten. Dazu war das Großpflaster noch am ehesten geeignet. Wenn nun aber die Befestigung der Kante so dauerhaft ausgeführt wird, daß keine besonderen Ausbesserungen des anliegenden Streifens der Straßendecke mehr notwendig sind, so kann in den meisten Fällen statt des Großpflasters eine billigere Straßenbefestigung, z. B. Chaussierung mit Oberflächenbehandlung, gewählt wurden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hochwasserkatastrophe im Ost-Erzgebirge und ihre Einwirkung auf Reichsbahnanlagen.[1]

In der Nacht vom 8. zum 9. Juli 1927 ist bekanntlich das Ost-Erzgebirge, vor allem die Flußtäler der Gottleuba, der Müglitz und der Seidewitz, infolge schwerer Wolkenbrüche von einer Hochwasserkatastrophe heimgesucht worden, wie sie kaum größer und folgenschwerer jemals in Deutschland aufgetreten ist. Durch sie wurden jene Täler überraschend schnell überflutet und innerhalb weniger Stunden Stätten der Verwüstung und des Elends. Die heranstürmenden, viele Meter hohen Fluten haben in kurzer Zeit ganze Teile der in den landschaftlich schönen Tälern gelegenen Ortschaften niedergerissen und fortgespült; mehr als 150 Menschen haben in den Fluten den Tod gefunden. Hunderte von den Bewohnern der betroffenen Gegenden haben nur das nackte Leben gerettet.

Abb. 1. Lageplan.

Die Gewitter sind von Südwesten her über den Gebirgskamm zwischen dem Mückenberg, dem Sattelberg und dem Schneeberg gekommen. Ein Teil dieses Gewitterzuges war im Gebiete des Schneeberges aufgehalten worden und folgte der ersten Welle etwas später in das Gebiet der Seidewitz, Gottleuba und Müglitz.

Es sind Wolkenbrüche auf Gebietsgrößen außergewöhnlichen Umfangs niedergegangen. Das vom Hochwasser betroffene Gebiet umfaßt 360 km². Die Niederschlagmenge während des Unwetters hat auch alle bisherigen Erfahrungen übertroffen, sie wurde von der Landeswetterwarte auf 120 bis 150 l/m² geschätzt.

Da bereits im Oberlauf die Niederschläge eine Hochflut erzielten, wurde viel Holz und Geröll mit fortgerissen, das sich an den starkgewundenen und engsten Stellen der typischen Erosionstäler mit steilen Hängen und an Brücken festsetzte und Wildbachverbauungen bildete. Hinter diesen Talverbauungen entstanden Stauseen bis zu 8 m Höhe, die die Talversetzungen durchbrachen und sich dann mit großer Geschwindigkeit und furchtbarer Gewalt weiter ins Tal ergossen. Dieser Vorgang wiederholte sich talabwärts immer wieder. Daraus erklärt sich auch die Schwere der Katastrophe. Sturzwellen bis zu 4 m Höhe gingen durch das Tal und wirkten insbesondere vernichtend im Oberlauf, da, wo sich größere Siedlungen befinden (Glashütte, Berggießhübel, Gottleuba usw.).

Es sind 83 Wohn- und 113 Nebengebäude völlig zerstört und 265 Häuser beschädigt worden, wovon viele abgetragen werden müssen. Besonders haben auch die Ufer der Flüsse, die sich auf längere Strecken ganz neue Bahnen gesucht haben, die Straßenanlagen und die Eisenbahnanlagen nebst Brücken gelitten. 165 Wege- und Straßenbrücken sind vollständig zerstört und 72 beschädigt worden. Von den Straßen und Wegen sind 15 km vollkommen weggerissen und 30 km beschädigt worden.

An Reichsbahnanlagen sind folgende Linien schwer betroffen worden (vergl. den Lageplan Abb. 1):

1. die rd. 42 km lange Schmalspurbahn Heidenau—Altenberg,
2. die rd. 17 km lange vollspurige Nebenbahn Pirna—Gottleuba,
3. die rd. 6,5 km lange vollspurige Nebenbahn Pirna—Großcotta.

Der Betrieb ist infolge umfangreicher Zerstörungen am Bahnkörper und des Einsturzes der meisten Brücken unterbrochen worden. Die Strecken und Bahnhöfe waren zum Teil mehrere Meter hoch überflutet.

Mehreren auf und an den überschwemmten Bahnhöfen wohnenden Eisenbahnerfamilien sind aber wie vielen Bewohnern der betroffenen Ortschaften durch das stundenlange Hindurchströmen der schlammigen Wassermassen durch die Wohnungen Möbel, Kleider, Wäsche und Hausrat vernichtet worden. Ferner sind auf den Bahnhöfen an den Empfangsgebäuden und Güterschuppen Türen und Fenster eingedrückt und von den Fluten fortgerissen worden; Inventar, Geräte, Stückgüter sind durchweicht und verschlammt worden. Auch von den gestapelten Oberbaustoffen wurde ein großer Teil fortgetrieben, namentlich Querschwellen; sie liegen in den heimgesuchten Tälern bis Pirna und Heidenau verstreut, soweit sie nicht bis zur Elbe gelangten.

Personenwagen sowie viele beladene und leere Güterwagen sind von den Fluten umgestürzt, zertrümmert oder auf fremde Grundstücke weit abgetrieben worden.

Die Linie Heidenau—Altenberg ist auf der rd. 27 km langen Teilstrecke Köttewitz—Lauenstein am schwersten betroffen worden. Der Bahnkörper (Unterbau und Gleis) ist auf lange Strecken zerstört. Die Ufermauern in Zementmörtel sind meist nur in geraden Strecken und, soweit sie mit der Abflußrichtung gleichlaufend sind, zum Teil stehengeblieben. Lange Gleisstrecken sind verdrückt und aufgerissen. Mehr als die Hälfte der Teilstrecke Köttewitz—Lauenstein ist also wieder herzustellen. In den erhalten gebliebenen Teilen ist das Streckengleis meist verschlammt und mit Geröll bedeckt oder unterspült worden.

Von den 28 Eisenbahnbrücken über die Müglitz, die allein auf die Strecke Köttewitz—Lauenstein entfallen, sind 24 Brücken eingestürzt. Ebenso haben von den 13 hier in Frage kommenden Mühlgrabenbrücken nur 4 den Fluten standgehalten. Die eisernen Überbauten sind fast durchweg in das Flußbett gestürzt und zum Teil bis 50 m und mehr fortgerissen worden. Die Widerlager, Flügel und vor allem die Pfeiler wurden zumeist stark beschädigt, zum Teil abgerissen und umgeworfen.

Auf den Bahnhöfen sind die Gleise, Ladestege und Bahnsteige, soweit sie nicht weggerissen worden sind, stark verschlammt oder mit Geröll bedeckt, auch vielfach unterwaschen worden. Besonders stark zugerichtet worden sind die Bahnhöfe Weesenstein, Oberschlottwitz, Glashütte, Bärenhecke-Johnsbach und Lauenstein.

Die Eisenbahn-Hochbauten sind mit einigen Ausnahmen im allgemeinen weniger beschädigt worden. Die untere Teilstrecke Heidenau—Dohna—Köttewitz weist zwar auch viele Schäden auf; da hier aber das Tal schon breiter ist, konnte sich das Hochwasser mehr ausbreiten und hat daher nicht mehr in dem starken Maße verheerend gewirkt.

Auf der Linie Pirna—Gottleuba ist vor allem der Bahnhof Berggießhübel schwer betroffen. Der südliche Gleiskopf ist vollständig weggerissen und das bachseitige Randgleis zerstört worden. Auf Bahnhof Rottwerndorf sind 400 m Gleis seitlich verschoben und auch auf den übrigen Bahnhöfen die Gleisanlagen mehr oder weniger beschädigt worden.

[1]) Nach einem Aufsatze von Reichsbahnoberrat Hildebrand, Leipzig, in der Zeitschrift „Die Reichsbahn" 1927, Heft 38 u. 39.

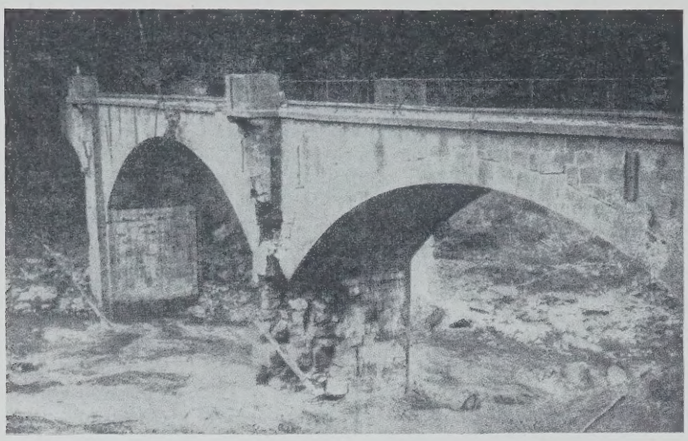


Abb. 2.
Brücke Langenhennersdorf, km 12,0.
Pfeiler ausgebrochen und ausgespült.

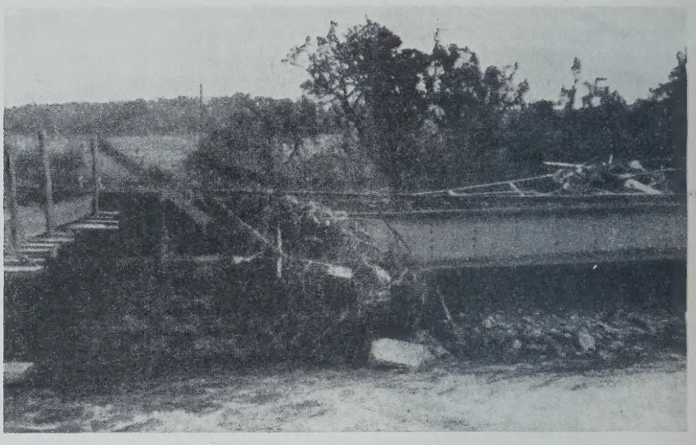


Abb. 3. Berggießhübel, km 15,0. Eisenbahnbrückenöffnung mit Bachgerölle und Schutt versetzt. Die Gottleuba, die früher unter der Brücke hindurchging, hat sich ein neues Bett gerissen.

An verschiedenen Stellen der freien Strecke ist der Bahnkörper durchbrochen, das Gleis stark unterspült oder weggeräumt und zum Teil verschlammt worden. Die 7 Brücken der Linie sind zum Teil zerstört, zum Teil erheblich beschädigt. Ebenso sind die Böschungsschutzmauern an verschiedenen Stellen abgerissen worden (Abb. 2 u. 3).

Die Linie Pirna—Großcotta ist vom Hochwasser weniger beschädigt worden. Hier wurde der Damm nur an zwei Stellen auf größere Länge durchbrochen. Im übrigen ist das Gleis an mehreren Stellen unterwaschen worden. An zwei eisernen Brücken ist das Mauerwerk infolge von Hinter- und Unterspülung beschädigt.

Die Aufräumungsarbeiten sind an den durch Fahrwege zugänglichen Stellen der Strecke und auf den Bahnhöfen sogleich in Angriff genommen worden. Zur Wiederherstellung der beschädigten Bahnstrecken sind drei Neubauämter in Pirna, Weesenstein und Glashütte errichtet worden, die die Instandsetzungsarbeiten an den Bahnanlagen in engem Einvernehmen mit den vier Notbauämtern vornehmen müssen, die von der Sächsischen Regierung für die Wiederherstellungsarbeiten an den Flüssen und Straßen eingerichtet worden sind.

Auf der Linie Heidenau—Altenberg konnte der Personenverkehr von Heidenau bis Dohna sehr bald wieder aufgenommen werden. Die Teilstrecke Heidenau—Köttewitz, an der größere Fabriken mit Privatgleisanschlüssen liegen, wurde bereits am 26. Juli wieder betriebsfähig, die weitere Strecke bis Weesenstein am 18. August. Außerdem ist die obere Teilstrecke zwischen Lauenstein und Altenberg am 15. August wieder in Betrieb genommen worden.

Bei der Linie Pirna—Gottleuba wurde der Streckenabschnitt Pirna—Rottwerndorf bis 19. Juli, von da bis Neundorf Ende Juli instand gesetzt. Der Betrieb bis Langenhennersdorf konnte bereits am 11. August wieder aufgenommen werden. Seit 22. August wird wieder bis Berggießhübel gefahren.

Auf der Linie Pirna—Großcotta ist der Betrieb bis Zehista am 15. Juli wieder aufgenommen worden. Am 22. Juli wurde die ganze Strecke bis Großcotta wieder befahrbar.

Unabhängig von der Wiederherstellung der beschädigten Bahnstrecken ist von der Reichsbahndirektion Dresden nach den vom Eisenbahnverkehr abgeschnittenen Städten und wichtigeren Ortschaften bereits am zweiten Tage nach der Katastrophe mit Wagen der Kraftverkehr Freistaat Sachsen A.-G. ein regelmäßiger Verkehr von Personenkraftwagen und Lastkraftwagen für die Güterbeförderung eingerichtet worden. Im Müglitztal ist der Personenkraftwagenverkehr, um eine Doppelbedienung des Verkehrs zu vermeiden, nach kurzer Zeit der Post überlassen worden, da diese bereits vorher die Ortschaften des Müglitztales mit ihrer Kraftwagenlinie Dresden—Heidenau—Altenberg—Teplitz bediente. Der Stückgut- und Wagenladungsverkehr mittels Eisenbahnkraftwagen wurde in der Zeit, in der die Staatsstraßen im Müglitz- und Gottleubatale noch nicht fahrbar waren, über Umwegstraßen, nach dem oberen Müglitztale von Stationen der schmalspurigen Strecke Hainsberg—Kipsdorf aus bewältigt.

Wie aus vorstehender Schilderung hervorgeht, mußte der Wiederaufbau der zerstörten Bahnstrecken zunächst ohne Rücksicht auf spätere Änderungen, die etwa durch die jetzigen Erfahrungen der Hochwasserkatastrophe bedingt sind und noch eingehender Prüfung mit den zuständigen Stellen der Sächsischen Regierung bedürfen, mit Hilfe von Notbauten stattfinden, um den schwer betroffenen Bewohnern der beiden Täler bald wieder die Vorteile einer Eisenbahnverbindung zuteil werden zu lassen.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. Februar erschienene Heft 4 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. Fritz Emperger: Zum wirtschaftlichen Wettbewerb zwischen Eisen und Eisenbeton im Brückenbau. — Dipl.-Ing. Franz R. Habicht: Erfahrungen mit Gußbetonschüttungen unter Wasser. — Dipl.-Ing. Christen Ostenfeld: Berechnung der Seitenwände rechteckiger Silozellen. — Bauingenieur Klagas: Berechnung des Volumens von Pyramiden- und Kegelstümpfen. — Julius Meyer und Kurt Pukall: Eisen- und Gasbeton.

Wettbewerb für eine Moselbrücke bei Koblenz. An diesem engeren Wettbewerb beteiligten sich nach dem „Darmst. Tagebl." 13 Firmen, darunter 12 Tiefbauunternehmungen und eine Eisenkonstruktionsfirma. Der Deutsche Eisenbauverband hatte vorher erklärt, von der Beteiligung an dem Wettbewerb absehen zu müssen, weil die Bedingungen die Entscheidung über den Zuschlag der Stadtverwaltung vorbehielten und somit nicht ohne weiteres die Bauausführungen in die Hand des Preisgerichtes legten.

Als Preisrichter wirkten u. a. mit die Herren Oberbürgermeister Dr. Russell, Koblenz, Beigeordneter Rogg, Koblenz, Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe, Prof. Kayser, Darmstadt, Stadtbaurat Piehl, Köln, Direktor bei der Reichsbahn Woltmann, Köln, Prof. Bonnatz, Stuttgart, Baurat Moritz, Architekt, BDA., Köln, Stadtverordneter Oberbaurat Weber, Koblenz.

Der Beschluß des Preisgerichtes lautete:

Für den Fall, daß sich die Stadtverwaltung entschließt, eine Brücke an der vorgesehenen Stelle nach den Grundlagen des Wettbewerbes zur Ausführung zu bringen, empfiehlt das Preisgericht den Entwurf der Fa. Grün & Bilfinger in Mannheim, und Herrn Baudirektor Abel in Köln mit der Ausarbeitung der baureifen Pläne zu beauftragen. Ferner werden folgende Entwürfe in nachstehender Reihenfolge zum Ankauf empfohlen: 1. Bauunternehmung Heinr. Butzer, Köln-Dortmund, und Prof. H. Spangenberg, München, in Verbindung mit dem Architekten F. Fuß, BDA., Köln, 2. Philipp Holzmann A.-G., Zweigniederlassung Düsseldorf, 3. Honnef-Werke A.-G., Dinglingen in Baden, gemeinsam mit den Architekten Stähler und Horn in Koblenz, den letzteren nur wegen seines städtebaulichen Grundgedankens.

Eingegangen war ferner ein Entwurf der Fa. Jager, G. m. b. H., Trier. Er sieht eine Verbindung der Brücke mit dem Moselkraftwerk am Gänsefürtchen vor. Wegen der immerhin bedeutsamen Anregung wurde auch dieser Entwurf außerhalb des Wettbewerbes zum Ankauf empfohlen.

Sämtliche Entwürfe werden in der Rheinhalle zu Koblenz zur öffentlichen Ausstellung gelangen.

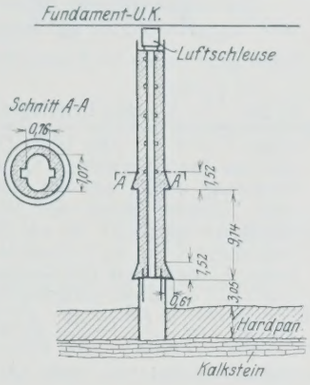
Die Baukosten des Entwurfs Grün & Bilfinger belaufen sich auf 3,7 Mill. R.-M. und halten sich damit im Rahmen des von der Stadtverwaltung aufgestellten Voranschlages.

Eine schwierige Gründung in aufgeweichtem Baugrund erforderte, nach einem Berichte von W. S. Wolfe und D. R. Martin in Eng. News-Rec. vom 29. Dezember 1927, der Bau eines 172 m hohen Hochhauses in Detroit (Mich.), dessen Fundamente mit etwa 100 000 t belastet werden sollten.

Es handelt sich um das Penobscot-Gebäude in der Fort- und Griswold-Straße, das im zweiten Stock ausgedehnte Bankräume enthalten soll, über denen 13,7 m weit gespannte Träger die Last der oberen Geschosse aufnehmen, wobei die Tragsäulen je 2500 t auf den Untergrund übertragen. Nach Entwurf und Bauvertrag sollte die Gründung in der Weise geschehen, daß offene, unten zu Arbeitskammern glockenartig verbreiterte Senkbrunnen etwa 36,60 m tief auf den festen Baugrund getrieben werden sollten, deren breite Grundfläche einen Bodendruck von etwa 8,6 kg/cm² übertrug.

Frühere Erfahrungen mit ähnlichen Gründungen in Detroit hatten gezeigt, daß man mit solchen offenen Senkbrunnen in der Regel ohne Schwierigkeiten bei der Wasserhaltung bis auf eine obere tragfähige Bodenschicht zu gelangen vermag, daß man aber auf schwefelhaltiges Grundwasser stößt, sobald man durch sie hindurch bis auf den bald darunter liegenden Felsen weitergeht. Hierauf hatte man denn auch zur Vermeidung von Grundwasserschwierigkeiten beim Entwurf verzichtet.

Die Absenkungsarbeiten gingen zunächst schnell vonstatten, die erste tragfähige — Hardpan genannte — Schicht war ohne Zwischenfälle erreicht und mit dem Ausbaggern des verbreiterten unteren Teiles begonnen, als von der Seite und von unten her ein starker Wassereinbruch stattfand, offenbar durch Spalten in der Hardpan-Schicht. In 20 Minuten stand das Wasser 3 m und in 12 Stunden 30 m hoch im Brunnen. Derartig offenbar beträchtliche Grundwassermassen auszupumpen, erschien bedenklich mit Rücksicht auf dabei mögliche Setzungen der benachbarten Gebäude. Außerdem war es mindestens sehr zweifelhaft, ob die geborstene und aufgeweichte Hardpan-Schicht bei diesem starken Wasserdruck noch länger als brauchbarer Baugrund angesehen werden konnte. Man entschloß sich also, die offene Brunnenbauweise aufzugeben, unter Druckluft zu arbeiten und Senkkasten bis auf den Felsen abzusenken, wie es in der Abbildung schematisch dargestellt ist.



Das dafür erforderliche Gerät war zur Stelle, die Arbeiten waren aber recht schwierig wegen des hohen Wasserstandes und des infolgedessen erforderlichen starken Luftdruckes von 3,7 at. Der Arbeitsvorgang gestaltete sich wie folgt. Es wurde zunächst ein offener Schacht bis in etwa halbe Tiefe heruntergetrieben und in ihm ein Brunnen betoniert, dessen äußerer Durchmesser den Abmessungen des Senkkastens entsprach und dessen innerer weit genug war für die Förderung von Menschen und Gerät. Wie die Abbildung zeigt, erhielt er am Ende und einige Meter darüber zwei muffenförmige Ansätze, deren Abmessung etwas wechselte und die ein unerwünschtes Tiefersacken verhüten sollten. Sobald der Beton der Brunnen genügend fest geworden war, baute man oben eine Luftschleuse ein und ging unter Druckluft bis auf den Felsen. Sobald dieser erreicht war, wurde das unter dem Brunnen befindliche Schachtstück und die Brunnenöffnung zubetoniert und so ein vom Felsboden bis zum Fundament reichender massiver Betonpfeiler hergestellt.

Die im Laufe der Arbeiten angestellten Untersuchungen ergaben, daß ein großer Teil des andringenden Wassers durch Risse des Kalksteinfelsens heraufkam. Da man von seinem Schwefelgehalt ernste Beschädigungen des Betons befürchten mußte, wurden die erreichbaren Sickergänge durch Zementeinspritzung in acht Bohrlöcher gedichtet, was 1846 Sack Zement erforderte und den gewünschten Erfolg hatte. Ki.

Hängebrücke mit hochliegendem Versteifungsträger über die Loire bei Montjean. Frankreich ist bis in die neueste Zeit auf dem Gebiete des Hängebrückenbaues eigene Wege gegangen und hat noch in den letzten Jahren eine Reihe von Ausführungen erstellt, die sich schon äußerlich von dem uns geläufigen Typ amerikanischer neuzeitlicher Hängebrücken wesentlich unterscheiden, wozu hier an die Brücke von Lézardrieux[1]) sowie an die mindestens eigenartigen Eisenbetonhängebrücken von Luzancy[2]) und von Vaux-sous-Laon[3]) erinnert sei.

Auch die nach einer Abhandlung von Leinekugel le Cocq — der übrigens auch die Brücke von Lézardrieux erbaut hat — in Le Génie Civil vom 8. Oktober 1927 im folgenden beschriebene Hängebrücke über die Loire bei Montjean stellt insofern etwas Neues dar, als der hochliegende Versteifungsträger ein aus Stahlkabeln gebildeter hängender Dreigelenkbogen,[4]) außerdem aber darüber ein drittes Kabel zwischen den Pylonenspitzen angeordnet ist.[5])

Die Brücke hat eine Gesamtlänge von 464,64 m, zwischen den beiden Endauflagern gemessen, und zählt sechs Öffnungen mit den Spannweiten 49,16 m am Ufer von Champtocé, von 90,60 m, 92,14 m, 91,99 m und 90,49 m für die vier Mittelöffnungen und von 50,26 m für die Öffnung am Ufer von Montjean. Abb. 1 gibt die Anordnung der Tragwerke einer End- und einer Mittelöffnung wieder, wobei als Besonderheit die Ausführung jedes bogenförmigen Versteifungsträgers als zwei unter sich gleiche, in parallelen Ebenen liegende Kabelsysteme hervorgehoben sei. Bei jeder der vier großen Öffnungen ist der Obergurt der Dreigelenkbogen aus vier paarweise symmetrisch zur geometrischen Bogenachse angeordneten Kabeln

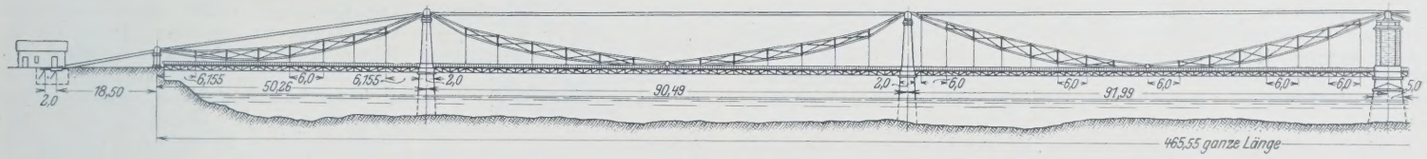


Abb. 1.

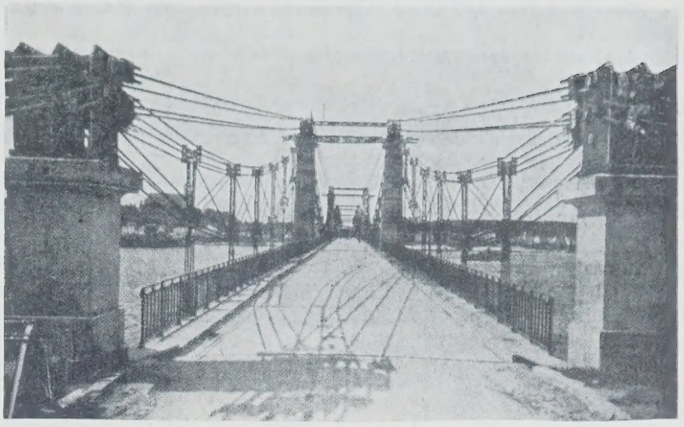


Abb. 2.

gebildet, deren jedes aus 127 Drähten von 4,14 mm Durchm. besteht. Der Untergurt der Dreigelenkbogen besteht ebenfalls aus vier Kabeln zu je 91 Drähten von 3,88 mm Durchm.; die schrägen Füllglieder sind zum Teil je zwei Kabel zu je 37, zum Teil je ein Kabel zu 61 Drähten von 3,88 mm Durchm.

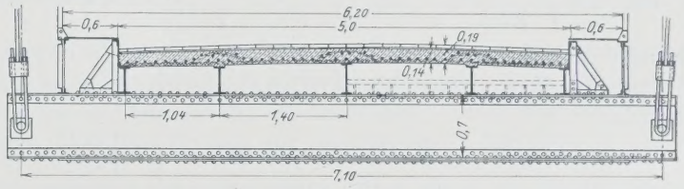


Abb. 3.

Als Ständer dienen durchweg zwei ⊏ 175 · 76 · 6 mm. Die vier in zwei parallelen Ebenen von Pylone zu Pylone gespannten obersten Kabel, die die Kabelrollen untereinander verbinden, sind aus je 127 Drähten von je 3,88 mm Durchm. (Abb. 2) hergestellt. In beiden Uferöffnungen übertragen besondere Ankerkabel zu je 169 Drähten von 3,80 mm Durchm. die Lastunterschiede der Öffnungen von den Pylonen auf die massiven Verankerungskörper. Offenbar hätte man diese Ankerkabel gleichzeitig als Obergurt für die Versteifungsträger der Endfelder ausbilden können, man hat aber bei dieser ersten derartigen Ausführung davon abgesehen.

Die in Abb. 3 im Querschnitt dargestellte Brückentafel zeigt eine gesamte nutzbare Breite von 6,20 m, wovon je 0,60 m auf die beiden Fußsteige und 5,0 m auf die Fahrbahn entfallen. Die Berechnung ist für zwei nebeneinander fahrende Reihen schwerer Lastwagen von je 11 t Gewicht bezw. für eine 16-t-Walze durchgeführt; trotz dieser schweren Belastung beträgt das Gesamteisengewicht des Tragwerkes nur 125 kg/m². Die Fahrbahn selbst besteht aus Eisenbeton mit Plattenbelag, die Fußsteige sind aus eisernen Riffelplatten gebildet.

„Müller-Breslau zum Gedächtnis." Der Verlag Alfred Kröner, Leipzig, hat zum Gedächtnis des allverehrten Meisters der Statik eine würdige Gedächtnisschrift herausgegeben. Sie enthält die Rede, die Geheimrat Professor Dr. Hertwig am 15. Juni 1925 bei der Gedenkfeier in der Aula der Technischen Hochschule Charlottenburg gehalten hat, und ein vorzügliches, lebenswahres Bild des Meisters, das Walter Habicht in Berlin-Westend radiert hat. Alle Verehrer und Schüler von Müller-Breslau werden glücklich sein, die Gedächtnisschrift zu besitzen. Schaper.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Das Verhalten der Druckstreben im Fachwerkträger mit Unterteilung. Zu dem in Heft 51 der „Bautechnik" 1927 erschienenen Aufsatze des Herrn Reichsbahnoberrats Krabbe möchte ich folgendes bemerken. Untersucht man die Stabilität eines zentrisch-achsial gedrückten und in der Mitte elastisch quer gestützten Stabes, so erhält man bekanntlich eine transzendente Bedingungsgleichung für das Erreichen von Grenzen der Stabilität. Nun ergibt sich nach dem Ritzschen Verfahren für die Knicklast „D_k" bei guter Annäherung die einfache Beziehung

$$D_k = \frac{\pi^2 T J}{L^2} + \frac{3}{16} \cdot W l \text{ (wobei } L = 2\,l \text{ die ganze Strebenlänge, } W = 1/\delta_a$$

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 38, S. 512.
[2]) Ebenda 1924, Heft 44, S. 510.
[3]) Vergl. Beton-Kalender 1928, Teil II, S. 313.
[4]) Vergl. G. Schaper, Eiserne Brücken, 5. Aufl., S. 345, Abb. 587. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.
[5]) Hängebrücken mit hochliegenden dreigurtigen Versteifungsträgern aus Flachstäben sind bereits bekannt, u. a. die 244 m weit gespannte Hängebrücke über den Monongahela-Fluß bei Pittsburg (1877).

den Rahmenwiderstand, T den Knickmodul vorstellt). Für $W = 0$ wird D_k gleich der Knicklast der ganzen Strebe; für $W = \overline{W} = \frac{4 D_k}{L}$ entspringt der Formel der Wert $\overline{D_k} = \frac{\pi^2 T J}{l^2}$, der den größtmöglichen unter den ersten kritischen Achsiallasten darstellt. Für eine elementare, jedoch einwandfreie Stabilitätssicherung derartiger Druckstreben hätte man demnach vorerst den vorhandenen Rahmenwiderstand W des sekundären Halbrahmens mit $\overline{W}$ zu vergleichen, wobei für D_k das Produkt aus der Knicksicherheit ν und der gemittelten Baulast D einzuführen ist. Ist $W \geqq \overline{W}$, was fast ausnahmslos zutrifft, dann besitzt D_k den Größtwert $\overline{D_k}$, und die zugeordnete Knicklinie besteht aus zwei Halbwellen; die äußerst kleine Ausbiegung zufolge der Querträgerverformung ist wegen der unvermeidlichen Tragwerkschwingungen darauf einflußlos. Ist $W < \overline{W}$, so ist das erforderliche seitliche Trägheitsmoment J aus obiger Ausgangsformel unmittelbar bestimmbar. Zusätzliche Biegespannungen können natürlich im Sinne der Verordnung in Rechnung gestellt werden.

Herr Reichsbahnoberrat Krabbe bemerkt nun, daß die Ungleichung $l \sqrt{\frac{D}{T J}} < \frac{\pi}{2}$ praktisch fast immer erfüllt sei, und setzt diesen Fall bei der Darlegung seiner Rechenergebnisse (S. 747, Punkt 1 bis 4) voraus. Da, wie früher erwähnt wurde, wegen der geringen Höhe des sekundären Ständers nahezu ausnahmslos $W \geqq \overline{W}$ (vergl. auch Krabbes Zahlenbeispiel), so erhält man $\sqrt{\frac{D_k}{T J}} = \frac{\pi}{l}$ oder $l \sqrt{\frac{T J}{D}} = \frac{\pi}{\sqrt{\nu}}$, so daß selbst für den Größtwert der Knicksicherheit $\nu = 3{,}5$ immer noch $l \sqrt{\frac{D}{T J}} > \frac{\pi}{2}$ ist. Die genannten Darlegungen sind somit bei richtig bemessenen Streben unzutreffend.

Ferner gelangt Herr K. aus seinen Überlegungen erst für $l \sqrt{\frac{D}{T J}} \to \frac{3\pi}{2}$ auf den Knickfall, wie er der zweiten symmetrischen Knicklinienform entsprechen würde. Hier müßte berücksichtigt werden, daß schon ungleich früher, bei $D = \overline{D_k}$, eine Knickgefahr bezüglich einer asymmetrischen Verformung nach zwei Halbwellen besteht. Wohl ergeben sich bei einer Überschreitung von $\overline{D_k}$ immer noch endliche Biegelinien mit drei Halbwellen, doch besteht die Gefahr eines plötzlichen Umschlagens in die unsymmetrische Form mit zwei Halbwellen, falls durch irgendwelche Ursachen (insbesondere durch die erwähnten Schwingungen) das verschwindend kleine „δ“ auf Null zurückgeführt wird. Da für diese neue Form die vorhandene Achsiallast größer als die Grenzlast ist, bedeutet dieses Umschlagen unmittelbar die Stabzerstörung.

Auch in dem von Herrn Krabbe angeführten Beispiel beträgt wegen $1/\delta_a = W = 5{,}9$ t/cm $> \overline{W}$ die Knicklänge nicht L, sondern, wie eingangs dargelegt wurde, nur $L/2 = l$, demnach ist die gedachte Knickspannung, also auch die gedachte Gesamtspannung um rd. 150 at kleiner als der zulässige Wert, so daß auch bei der bestimmungsmäßigen Addition von Knick- und Biegespannungen keine Überbeanspruchung auftritt.

Der große Wert der Arbeit Krabbes liegt in dem Hinweis auf die Mängel der bestimmungsmäßigen Querrahmenberechnung. Wie hier für einen einfachen Fall gezeigt, ist es auch bei Druckgurten offener Brücken, selbst bei endlichen Endrahmenwiderständen, möglich, verhältnismäßig einfache Bemessungsformeln herzuleiten, die das Problem richtig erfassen und daher unter allen Umständen gute Annäherungen an die genauen Lösungen liefern. Dr.-Ing. Ernst Chwalla, Wien.

Erwiderung.

Herr Dr.-Ing. Chwalla kommt auf Grund anderer Berechnungsverfahren zu anderen Ergebnissen als ich, ohne jedoch zu zeigen, wo in meinen Darlegungen ein Fehlschluß enthalten sein soll. Der von Chwalla vorausgesetzte Fall eines zentrisch-achsial gedrückten, in der Mitte elastisch quer gestützten Stabes liegt aber bei meiner Betrachtung gar nicht vor, vielmehr ist der Stab vorweg durch die Belastung des Querträgers durch eine erhebliche, quer gerichtete Kraft ausgebogen. Lediglich diesen Fall habe ich als den ungünstigsten untersucht. Diese Vorbelastung des Stabes hat Herr Chwalla aber nicht berücksichtigt, er muß daher zu anderen, günstigeren Ergebnissen kommen als ich. Seine Betrachtungen gelten nur für den Fall des unbelasteten Querträgers, der als der günstigere von mir außer Betracht gelassen wurde.

Im Falle der durch die Querträgerbelastung erzeugten Ausbiegung der Strebe kann aber die — übrigens günstigere, wenn man mit Chwalla dementsprechend nur die halbe Länge der Strebe als Knicklänge einführt — Bildung von zwei Halbwellen nicht eintreten. Der Beweis ergibt sich, wenn man zu meiner, nur von $x = 0$ bis $x = l$ gültigen Gl. 2 die für $x = l$ bis $x = 2\,l$ gültige Gleichung $M = D\,y - \frac{R}{2}(2\,l - x)$ zufügt; statt meiner Gl. 8 erhält man dann zwei entsprechende Gleichungen mit zusammen vier Festwerten, bei deren Bestimmung sich für B in meiner Gl. 8 wiederum der von mir abgeleitete Wert ergibt, und es ist damit durch die Gl. 9 bewiesen, daß die Sinuslinie für den Wert $x = l$ eine der Geraden parallele Tangente hat.

Ein asymmetrischer, labiler Gleichgewichtszustand durch Verformung nach zwei Halbwellen kann nur in dem Falle $R = 0$ und $\delta = 0$ eintreten. Dann geht meine Gl. 8 über in $y = B \cdot \sin \frac{x}{a}$, die ohne weiteres zeigt, daß B für $\frac{l}{a} = \pi$ jeden beliebigen Wert annehmen kann, aber auch nur dann, wenn $\delta' = 0$ ist. Die labile Gleichgewichtslage mit zwei Halbwellen ist also nur bei unbelastetem Querträger möglich, was die selbstverständliche Forderung ergibt, daß die Strebe für die halbe Länge l knicksicher sein muß. Darüber hinaus aber ist die Strebe bei belastetem Querträger auf die ganze Länge $2\,l$ ein auf Druck und Biegung beanspruchter Stab und dementsprechend zu behandeln. Ich halte es aber für zulässig, in Gl. 16 bezw. 17 den Wert $D\,\delta$ fortzulassen, in der Annahme, daß er durch die Knickzahl ω bereits berücksichtigt ist, was tatsächlich bei Anwendung der Formel $\sigma = \frac{\omega P}{F} + \frac{M}{W_n}$ für auf Druck und Biegung beanspruchte Stäbe stets geschieht; viel macht das jedoch nicht aus.

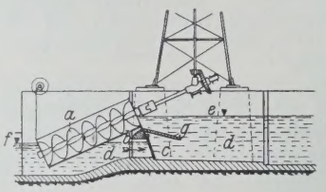
Die von Herrn Dr. Chwalla angezweifelte Ungleichung $\frac{l}{a} < \frac{\pi}{2}$ ist bei den zahlreichen, mir bekannten älteren und neueren Brücken ausnahmslos erfüllt. Krabbe.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

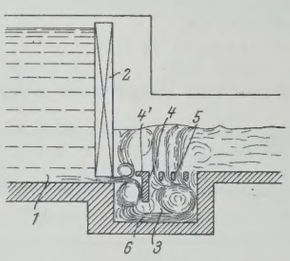
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Gerinne für Schöpfwerke. (Kl. 84 a, Nr. 438 218 vom 24. 9. 1925 von Friedrich Köster in Heide i. Holstein.) — Das Fundament des Schöpfwerkes wird so ausgebildet, daß es gleichzeitig die Aufgabe des Stauwerkes erfüllt. Das Gerinne wird daher z. B. vor der Wasserschnecke so tief gemacht, wie es der Entwässerung auf natürlichem Wege entspricht; das Gerinne wird unter dem Schneckenausguß hindurchgeführt, unter dem sich selbsttätig öffnende Klappen und Tore eingebaut werden. Das Wasser wird durch eine Schnecke a über den Querträger b gefördert, an dem die Klappe c hängt, die das Gerinne d selbsttätig verschließt, wenn der Wasserstand e höher ist als der Binnenwasserstand f. Wird der Wasserstand f höher als e, so öffnet sich die Klappe c, und das Wasser fließt auf natürlichem Wege ab. Zur besseren Wasserführung kann eine Zunge g eingebaut werden.



Vorrichtung zur Vernichtung der lebendigen Kraft des am Kammerschleusenunterhaupt ausfließenden Wassers. (Kl. 84 b, Nr. 442 339 vom 5. 5. 1925 von Dr.-Ing. Emil Burkhardt in Stuttgart.) — Am Unterhaupt der Schleusenkammer 1 ist hinter dem Tor 2 eine vertiefte Kammer 3 angeordnet, in die eine unten durchbrochene Querwand 4 eingebaut ist. Die Querwand erhält einen nach dem Oberwasser zu ragenden, höher als der Kammerdrempel liegenden Ansatz 4, der die Wasserkraftvernichtung unterstützt. Das ausströmende Wasser gelangt durch Öffnungen 6 der Querwand 4 in den hinteren Teil der Kammer 3 und gelangt dann in das eigentliche Unterwasser. Der hintere Teil der Kammer 3 besitzt eine durchbrochene Abdeckung.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Natermann von der Kanalbauabteilung in Essen an das Wasserbauamt in Hameln, Simon vom Wasserbauamt in Osnabrück an das Wasserbauamt in Hannover.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Hans Dehnert und Johann Lorenzen (Wasser- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Geheime Baurat Paul Schumacher in Potsdam, früher Vorstand des Eisenbahn-Werkstättenamts daselbst.

INHALT: Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde. — Die Nietverbindungen bei Brücken aus hochwertigen Stählen. (Schluß.) — Die neue Innbrücke bei Marktl. — Ladestraßenkante aus Beton. — Die Hochwasserkatastrophe im Ost-Erzgebirge und ihre Einwirkung auf Reichsbahnanlagen. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Wettbewerb für eine Moselbrücke bei Koblenz. — Schwierige Gründung in aufgeweichtem Baugrund. — Hängebrücke mit hochliegendem Versteifungsträger über die Loire bei Montjean. — Gedächtnisschrift für Müller-Breslau. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 2. März 1928 | Heft 9

An unsere Leser!

In der verhältnismäßig kurzen Zeit ihres Bestehens — jetzt etwa $5^1/_4$ Jahre — hat die Zeitschrift „Die Bautechnik" dank weitgehender Unterstützung durch fachliche Mitarbeit einen höchst erfreulichen Aufschwung genommen, so daß sie heute auf den von ihr gepflegten Fachgebieten als führend allseitig anerkannt wird.

Durch weite Verbreitung nicht nur im Inlande, sondern auch namentlich im Auslande ist „Die Bautechnik" ein ausgezeichnetes Werbemittel für unsere deutsche Bauingenieurindustrie geworden.

Bisher brachte „Die Bautechnik" als Beilage die „Zeitschriftenschau auf dem gesamten Gebiete des Bauingenieurwesens". Daß sich auch diese Beilage zahlreiche Freunde und Benutzer erworben hat, zeigt die lebhafte Nachfrage nach der einseitig bedruckten Sonderausgabe.

Mit April d. Js. wird „Die Bautechnik" um eine weitere Beilage

„Der Stahlbau"

bereichert werden.

Die Beilage „Der Stahlbau", als deren Schriftleiter Herr Geheimrat Dr.-Ing. A. Hertwig, Professor an der Technischen Hochschule Berlin, gewonnen worden ist, hat sich zur Aufgabe gestellt, in Abhandlungen mit gutem Abbildungsmaterial versehen über Bauwerke aus Stahl, und zwar insbesondere des Hochbaues, zu berichten. „Der Stahlbau" wird auch grundsätzliche Betrachtungen und vergleichende Abhandlungen über die Eignung der verschiedenen Baustoffe in seinen Spalten bringen.

Die der Beilage „Der Stahlbau" zugewiesenen Aufgaben werden keinerlei Änderungen an dem bisherigen Inhalt der Zeitschrift „Die Bautechnik" veranlassen. „Der Stahlbau" wird vielmehr als wertvolle Ergänzung und Erweiterung des Inhaltsgebietes der „Bautechnik", die Anwendungen des Baustahles insbesondere im Hochbau behandelnd, ausgebaut werden.

„Der Stahlbau" wird alle vierzehn Tage in Format und Ausstattung wie „Die Bautechnik" erscheinen. Für den laufenden Jahrgang der „Bautechnik" einschließlich Beilage „Zeitschriftenschau" und Beilage „Der Stahlbau" ist von einer Preiserhöhung abgesehen.

„Der Stahlbau" kann aber auch als Sonderausgabe zum Preise von 2,50 R.-M. vierteljährlich bezogen werden.

Möge die Beilage „Der Stahlbau" als neue Erweiterung der Zeitschrift „Die Bautechnik" nicht nur Anklang und Beifall bei den Fachgenossen finden, sondern der „Bautechnik" auch viele neue Freunde zuführen!

Schriftleitung und Verlag der Zeitschrift „Die Bautechnik".

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G.

Von Ing. **Hans Schachermeyr**, Linz.

Von den vielen Wasserkraftwerken, die in Österreich in der Nachkriegszeit gebaut wurden, war das Kraftwerk Partenstein das erste technisch und nach der Größenordnung wirklich bedeutende. — Alle Schwierigkeiten, die sich dem Wasserkraftausbau in einer Zeit des wirtschaftlichen Tiefstandes und Währungsverfalles entgegensetzen konnten, hatte das Werk in seinem Werdegang das erste Mal im Lande erfahren und das erste Mal gebannt und überwunden. Was an späteren Bauten in Österreich kam, brauchte im allgemeinen nur auf den schon begangenen Pfaden zu folgen und die technischen Erfahrungen des Kraftwerkes Partenstein und der dort ausgebildeten einheimischen Mannschaften für die Bauaufsicht und die manuelle Durchführung zu übernehmen.

Nachdem die Anlage nunmehr seit drei Jahren in Betrieb steht, ist es von Belang festzustellen, wie sich ihre Einrichtungen bewährt haben.

Die Tatsache, daß das ursprünglich nur zu $^2/_3$ maschinell ausgebaute Werk nunmehr im Besitze der vollen Maschinenausrüstung steht, gibt den äußeren Anlaß zur rückblickenden Behandlung dieses Kraftwerkbaues.

Die Direktion der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G., deren maschinentechnische Anlagen in den Händen des Ingenieurs Adolf Kvetensky lagen und die in bautechnischer Beziehung durch den Verfasser geführt war, trachtete von Anfang an — trotz aller von seiten der Verwaltung der Gesellschaft geltend gemachten Bestrebungen möglichster Sparsamkeit und Einschränkung des Entwurfs auf das unbedingt Nötige — so zu bauen, daß auch den Anforderungen der Zukunft entsprochen würde. In diesem Sinne war es insbesondere das Bestreben der führenden Techniker gewesen, den in den ersten Anfängen der Gesellschaft fertiggestellten Plan für die Ausnutzung der „Großen Mühl" zu erweitern und eine größere Gefällstufe zur Verbesserung der Rentabilität des Werkes einzubeziehen, die Trasse der Wasserführung zu vereinfachen, ferner einen glatten und einfachen Betrieb dadurch zu erzielen, daß an der Wasserfassung ein Wochenausgleichweiher geschaffen würde gegenüber dem ursprünglichen Entwurf, der in einem Seitental einen verhältnismäßig kleinen, technisch schwierig herzustellenden und in betrieblicher Hinsicht unpraktischen Weiher vorsah. Der Wochenausgleichweiher von Langhalsen am Beginne der Entnahmestrecke wurde mit einem Fassungsvermögen von etwa 800 000 m³ durchgeführt, obwohl durch ihn ein Dorf unter Stau kam, was in den Zeiten nach dem Kriege ein nicht ganz einfaches Unterfangen war. Ferner wurde die Anzahl der Maschinensätze, die im ursprünglichen Entwurf auf sechs Stück angesetzt waren, auf drei vermindert, um dem neueren Streben nach größtmöglicher Einheit Rechnung zu tragen. Das Wagnis, bei Aggregaten von 15 000 PS Leistung 16 m lange stehende Wellen anzuordnen, erregte bis zum Betriebsbeginn das Mißfallen mancher Techniker. Die Triebwasserzuleitung wurde in eine einzige Leitung zusammengezogen und für die Übertragung der gewonnenen Energie in großzügiger Weise eine Spannung von 115 000 V gewählt.

Das Werk nutzt nunmehr bei einem Einzugsgebiet von 506 km² in der regenreichen Hochebene des Böhmer Waldes ein Gefälle von rd. 180 m aus, das den steilen Abfall der böhmisch-herzynischen Hochebene gegen die Donau vermittelt. Dieses Gefälle ist auf eine im Mittelgebirge nicht allzu häufig anzutreffende geringe Längenausdehnung konzentriert, so daß die gesamte Wasserführung bis zur Wiedergabe des Triebwassers in das Wildbett insgesamt nur 10 km beträgt. Der Ausbau der Wasser-

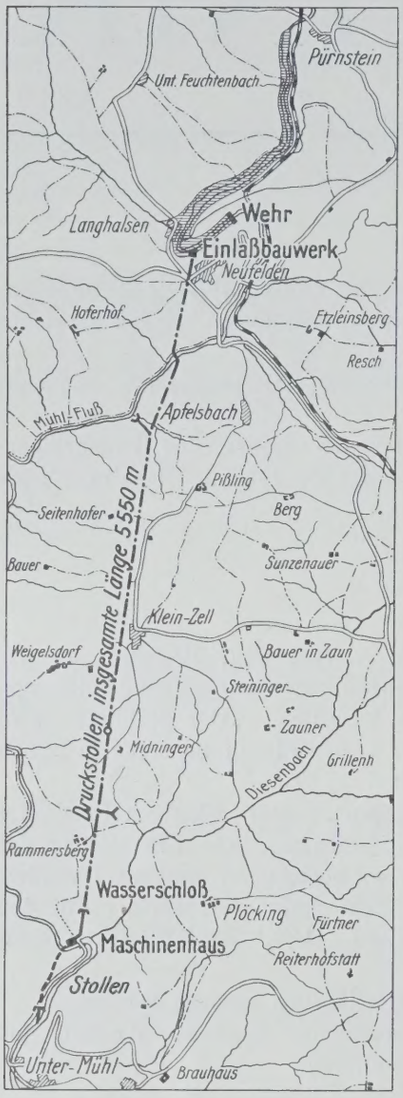


Abb. 1. Gesamtübersichtsplan von Partenstein.

führung wurde mit Rücksicht auf den Charakter des Werkes als Spitzenwerk auf 22,5 m³/Sek. vorgenommen.

Die allgemeine Anordnung ist aus dem Lageplan und dem Längenprofil der Wasserkraftanlage zu ersehen (Abb. 1). Die Beschreibung der Anlage ist bereits mehrfach veröffentlicht, die allgemeine Anordnung des Werkes darf deshalb als bekannt angenommen werden.

Es sollen indessen im Rahmen dieses Aufsatzes die für den Bauingenieur interessanten Einzelanlagen besprochen werden, insoweit sie gegenüber den allgemein üblichen Bauausführungen Besonderheiten aufweisen.

A. Der Wehrbau.
(Abb. 2 u. 3.)

Das Stauziel, das auf 456,2 m über dem Meere gelegen ist, war durch die im Staubereiche befindliche Nivellette der Staatsbahn gegeben, indem ein etwa 400 m langer Tunnel in Granit und die daran anschließenden Stationsanlagen der Ortschaft Neufelden eine Höherlegung der Trasse unmöglich machten. Der Flußlauf der Großen Mühl war zur Erreichung dieses Stauzieles um etwa 9 m anzustauen. Auf die Abführung von großen Hochwässern bis 400 m³/Sek. sowie von katastrophalen Eisstößen war Rücksicht zu nehmen.

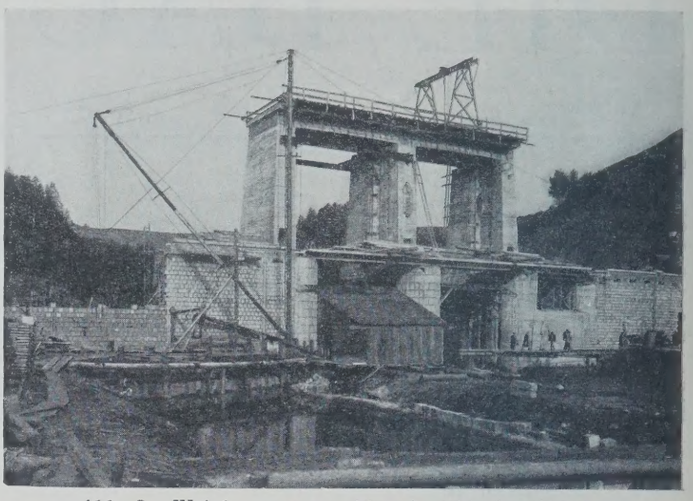


Abb. 2. Wehrbau, wasserseitige Ansicht, April 1924.

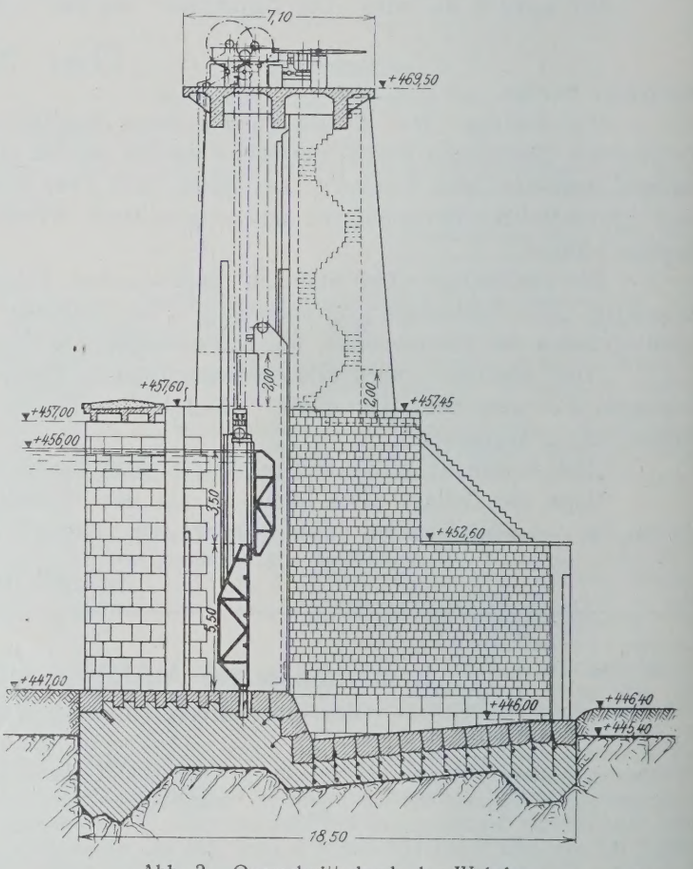


Abb. 3. Querschnitt durch den Wehrbau.

Das Wehr, eine geradlinige Schwergewichtmauer, die eine freie Länge von etwa 106 m hat und mit Rücksicht auf die vorgenannten Umstände besonders solide ausgeführt ist, wurde mit zwei mittleren Schützenöffnungen von je 8 m Breite, getrennt durch einen 4 m breiten Mittelpfeiler, ausgerüstet. Die Sohlschwellen der Schützen liegen nur wenig über dem ursprünglichen Flußgrund auf Kote 447,00.

Die Gründung war verhältnismäßig einfach, wenn sie auch von den sonst üblichen technischen Verfahren abweichend durchgeführt werden mußte. Als Fundamentsohle war unbedingt der undurchlässige, gesunde Granit zu erreichen, der nach den Bodenuntersuchungen in der Tiefe von 4 bis 9 m unter Gelände bezw. Flußsohle lag. Der gesunde Fels erwies sich nach den durch Kernbohrungen gewonnenen Aufschlüssen von verwittertem Fels überlagert, während darüber eine etwa 4 m starke Schicht von lehmigem Sand mit eingebetteten schweren Granitblöcken zu erwarten war, die erst in der unmittelbaren Flußsohle in der Tiefe von etwa 1,5 m von reinem Flußsand bedeckt erschienen. Da eine Einbindung des Wehrkörpers in den gewachsenen, undurchlässigen Fels als unerläßlich gelten mußte, so war mit Baugruben von 9 bis 12 m Tiefe zu rechnen, und die Frage, wie diese abzuteufen wären, erforderte Überlegung. Das Schlagen von Spundwänden verbot sich von selbst durch die Granitblockeinlagen im Untergrunde. Eine Gründung mit Senkbrunnen hätte sich mit Rücksicht auf die verhältnismäßig geringe Absenktiefe wirtschaftlich nicht vertreten lassen.

Die Abteufung der Baugruben mit Getriebezimmerung unter voller Wasserhaltung erwies sich beim ersten Versuch als fast unmöglich. Die technische Lösung der Frage wurde darin gefunden, daß ein oberhalb des Wehrbaues befindliches altes, auf Granit gegründetes Wehr solider Bauart zur Abhaltung der normalen Wasserführung der Großen Mühl während der Bauzeit verwendet wurde. Dieses Wehr lag oberhalb der Baugrube des Einlaßbauwerkes; von diesem wurde ein etwa 400 m langer Seitenkanal mit einem Wasserführungsvermögen von etwa 15 m³/Sek. im Gelände ausgehoben, mit Beton verkleidet und in einer hölzernen Brücke über die Baugrube geführt, um sodann etwa 80 m unterhalb des Wehres in das Wildbett zurückgeleitet zu werden. Es wurde nun die Baugrube in einzelne Sektionen unterteilt und diese gegen das Wildbett zu durch etwa 4 m hohe und 2 m breite Fangdämme, die nur in der obersten Schicht des Flußgrundes hafteten, geschützt. Die Kerne der Fangdämme erhielten eine nur etwa 1 m tiefe Einbindung in den Baugrund, während die Pfähle so weit in den Boden eingetrieben wurden, als es infolge des Untergrundes anging. Über 2 m tief konnten die Pfähle fast nirgends eingeschlagen werden.

Diese Fangdämme, die in einer gewissen Entfernung von den Baugruben errichtet wurden, genügten jedoch, um das in der oberen durchlässigen Schicht des Flußgrundes stehende Grundwasser abzuhalten und zu ermöglichen, daß mittels 6- bis 12zölliger Zentrifugalpumpen die Wasserhaltung bewerkstelligt werden konnte. Gelegentliche Wassereinbrüche durch die Getriebezimmerung konnten den Baufortgang niemals wesentlich aufhalten.

Bei der Gründung unterschied die Bauleitung den tragfähigen, außerdem den gegen mechanische Angriffe standfesten und endlich den undurchlässigen Fels. Der Schwergewichtmauerkörper erhielt gegen das Ober-

wasser zu eine etwa 2,5 m breite Schürze, die 2 bis 4 m in den undurchlässigen Fels geführt wurde. Der mittlere Kern des Profils wurde auf tragfähigen Fels geführt, während eine am Unterwasser eingebrachte Schürze des Profils auf den gegen mechanische Angriffe standhaltenden Granit des Flußbettes hinabgeführt wurde, um gegen etwaige Unterspülung vom Unterwasser her gesichert zu sein. Im Laufe des Betriebes stattfindende starke Kolkbildungen im Unterwasser der Schützen, hervorgerufen durch die nicht sachgemäße Bedienung der Schützen anläßlich eines starken Hochwassers, zeigten, wie richtig die Bauleitung in der Forderung nach Erreichung von unbedingt standsicheren Schichten für den unterwasserseitigen Fuß des Mauerprofils gehandelt hatte (Abb. 3).

Besondere Sorgfalt wurde auf eine ausreichende Einpressung mit Zementmilch in die Fundamentsohle unter einem Druck bis 7 at gelegt. Insbesondere die vordere Schürze erhielt eine Reihe von solchen Einpressungen, die vornehmlich an jenen Stellen konzentriert wurden, wo Klüfte oder Spalten unterhalb der Baugrubensohle vermutet wurden. Die Einpressungen hatten weiter den praktischen Wert, daß dadurch sehr häufig ganze Platten von nicht festgelagertem Gestein abgesprengt wurden, die sonst nicht als unverläßlich erkannt worden wären, wie überhaupt die Tatsache, daß die Fundamentsohle die Einpressungen ohne Absprengen von Gesteinteilen ausgehalten hatte, als die beste Güteprobe für den Fels angesehen wurde.

Vor Durchführung der Betonierungsarbeiten wurden alle in der Fundamentsohle noch vorhandenen Quellen in Gasrohre gefaßt, die in der Mauermasse hochgeführt wurden, um später mit Zementmilch gefüllt zu werden. Fast alle Quellen wurden auf diese Weise früher oder später verstopft. Die stärksten Adern wurden endlich in einen Pumpenschacht geführt, von wo sie erst kurz vor Fertigstellung des gesamten Mauerwerkbetons mit Zementmörtel unter 7 at Druck verschlossen wurden, worauf der Schacht samt den einmündenden Rohren ausbetoniert wurde.

Großer Wert wurde auf gute Verbindung des aufgehenden Betons mit der Fundamentsohle gelegt. Es hat sich besonders bewährt, die Fundamentsohle sowie die wasserseitigen Baugrubenwände, soweit es sich um gewachsenen Fels handelte, dreimal zu torkretieren, wobei die ersten beiden Schichten von etwa insgesamt 4 bis 6 cm Stärke normal erhärten konnten, während der letzte Anwurf dazu diente, um in frischem Zustande die Verbindung des sogleich nachher eingebrachten Fundament- und aufgehenden Betons an der Baugrubenumgrenzung sicherzustellen.

Das Mischgut, das aus gebrochenem Granit und Zement verschiedener Herkunft bestand, wurde mittels Derrikkrane auf die Sohle der Baugruben bezw. bis auf die Höhe der Betonierungsflächen abgesetzt. Unmittelbares Einbringen vom Rollwagen in die Baugrube wurde der Unternehmung untersagt, da sich hierbei starke Entmischung gezeigt hatte. Als der Beton auf eine Mischtreppe entleert wurde, von der er durch Schaufelwurf an Ort und Stelle gebracht wurde, verloren sich diese Übelstände.

Die Einlagen von großen Granitblöcken waren bedingungsgemäß zugelassen und haben sich auch bewährt. Die Bauleitung legte besonderen Wert darauf, daß an den wagerechten Betonierungsfugen aufrecht gestellte Granitblöcke eine Art Verzahnung zwischen altem und neuem Beton bildeten, wodurch die Scherfestigkeit des ganzen Betonblockes günstig beeinflußt wurde. Es gelang, etwa 15 % der gesamten Masse an Steineinlagen einzubringen.

Das aufgehende Bauwerk des Wehres wurde an allen dem Eis und bewegten Wasser besonders ausgesetzten Stellen mit schweren Granitblöcken verkleidet, von denen jeder durch starke Flacheisenanker mit dem Betonmauerwerk verbunden war, während die Steine untereinander eine Verdübelung erhielten, in die die Anker eingreifen. Besonders die etwa 80 cm starken Quadern des Sturzbettes erhielten eine ausreichende Verhängung mit der darunterliegenden etwa 2 m starken Eisenbetonplatte, um hier der Auftriebwirkung sowie etwaigen Erschütterungen durch den abfallenden Strahl von vornherein begegnen zu können.

Die nicht dem strömenden Wasser ausgesetzten Flächen wurden mit Betonkunststein verkleidet und erhielten sogleich nach Fertigstellung einen geschliffenen Zementverputz. Die Steine, die als Binder und Läufer ausgebildet wurden, vertraten die Schalung, indem stets drei Scharen aufgemauert wurden und sodann die etwa 1 m hohe Betonschicht nachbetoniert wurde. An der Luftseite wurden die Kunststeine abgetreppt ausgebildet.

Im allgemeinen darf gesagt werden, daß sich die Verkleidung mit Kunststein, die an der Wasserseite noch einen dreifachen Inertolanstrich erhielt, zwar bewährt hat und sehr gut aussieht, daß sie jedoch verhältnismäßig teuer zu stehen kommt und daß der Ersatz durch billigere Konstruktion ins Auge zu fassen wäre. Ein Vorteil der Anordnung ist, daß die Kunststeine, bevor sie versetzt werden, genau geprüft werden können, ob der Verputz auf ihnen allen Anforderungen entspricht; daß weiter die werkstattmäßige Herstellung eine leichtere Kontrolle der Arbeit und die Durchführung durch einen kleineren, gut eingespielten Arbeiterapparat möglich macht. Besonders bewährt sich der Inertolanstrich, der durch die feinen Haarrisse in der Putzfläche, die unvermeidbar sind, sehr tief eindringt, so daß man seine Wirkung bis etwa 1 cm Tiefe in dem Zementverputz feststellen kann. Trotz des stets wechselnden Wasserspiegels im Weiher hat sich auch bei strengster Kälte die Kunststeinverkleidung gut gehalten, was sicher nicht zum geringsten auf den Inertolanstrich zurückzuführen ist.

Der Wehrbau wurde ohne Temperaturfugen ausgeführt. Durch die Unterteilung der beiden Mittelöffnungen war bereits eine Unterbrechung des durchgehenden Mauerkörpers gegeben, und im übrigen wäre eine Temperaturfuge durch den Umstand, daß eine unbewegliche Einspannung des gesamten Mauerkörpers im Fundament vorhanden ist, mit Rücksicht auf die verhältnismäßig geringe Höhe der Mauer von sehr zweifelhafter Wirkung gewesen.

Man hat deshalb das Auftreten von Temperaturrissen in der Mauer erwartet, und solche sind auch an zwei Stellen an der linksufrigen Seite aufgetreten. Anfänglich entstanden durch sie geringfügige Wasserverluste, sie haben sich aber bald verschlammt, so daß sie in keiner Weise mehr nachteilig wirken.

Die Schützen sind durch den Oberingenieur der Wiener Eisenbau A.-G. Ing. Schreder in besonders solider Weise nach den Weisungen der Bauleitung entworfen und in der „Wasserwirtschaft" vom 15. Juli 1926 durch den Konstrukteur ausführlich besprochen worden.

Gleich nach Füllung des Beckens traten an beiden Seiten geringe Wasserverluste von weniger als 1 l/Sek. auf, die wahrscheinlich auf die durchlässigen Lassen unterhalb der Fundamentsohle zurückzuführen sind, deren Dichtung durch die Zementmilcheinpressung nicht vollkommen gelungen ist. Die beiden Quellen, die nur eine unbedeutende Wassermenge abführen, liefern reines Wasser und sind bei gleicher Spiegelhöhe als konstant anzusehen, was auf einen dem Bauwerk nicht nachteiligen Beharrungszustand der Durchsickerung schließen läßt.

Der Betrieb der Schützen zeigte anfangs bei gewissen Stellungen durch den am Stauziel überfallenden Strahl Unzukömmlichkeiten, indem die obere Schützentafel in Schwingung versetzt wurde. Der Einbau einer Führung des überfallenden Strahles, der sich mit einfachen Mitteln ermöglichen ließ, hat diesem Übelstande abgeholfen.

Es war ursprünglich geplant, in der Nähe der Dichtungshölzer der Schützen in eigens hierzu versetzten Siederohren eine elektrische Widerstandsheizung anzubringen, um das Einfrieren der Dichtung zu verhindern. Man konnte jedoch auf diese Art keine annehmbaren Ergebnisse erzielen und kam deshalb von der elektrischen Heizung ab. Jetzt bedient man sich eines kleinen Dampfkessels, von dem aus durch Einleiten von Dampf in das Wasser nächst den Dichtungen die Freihaltung von Eis erreicht wird. Die Reinigung der unterwasserseitigen Ansichtflächen der Schützen im Bereiche der Dichtungs-, Bewegungs- und Auflagerkonstruktion vom Eise wird ebenfalls durch den Dampfstrahl besorgt.

B. Das Einlaßbauwerk. (Abb. 4, 5 u. 6.)

Infolge des Eisganges im Stausee, den man besonders zu berücksichtigen sich entschloß, wurde vom Planum des Einlaßbauwerkes, das 1,00 m über Stauspiegel liegt, bis auf die Oberkante der Einlaßöffnungen, die 1,15 m unter der tiefsten Absenkung beginnt, eine Lage von schweren Rundbäumen angebracht, die als elastische Wand gegen Eispressung zu wirken hätten und deren Auswechslung im Falle der Abnutzung jederzeit ohne Schwierigkeit möglich ist.

Die sechs Einlaßöffnungen von 2,00 × 4,20 m Querschnitt erhielten einen kräftigen Grobrechen aus Eisenbahnschienen mit ausgefütterten Seitenflächen; die Entfernung der Grobrechenstäbe beträgt 40 cm, die Einlaufgeschwindigkeit durch den Grobrechen ist bei 15 m³/Sek. und vollem Eintauchen der Rechenfläche zwischen den Grobrechenstäben mit 60 cm/Sek. gewählt worden, während bei NNW der Wert unter 74 cm/Sek. liegt. Hinter einer Dammbalkennut liegt der Feinrechen von 6 × 4,20 × 2,00 m Fläche, die 29 % der gesamten Durchflußfläche ausmacht, so

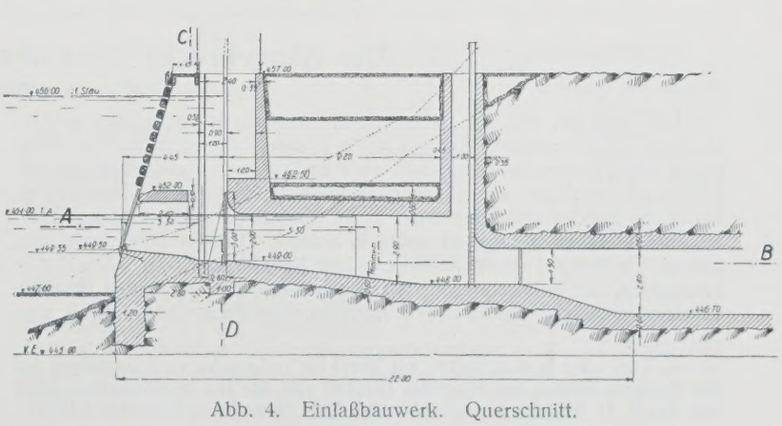


Abb. 4. Einlaßbauwerk. Querschnitt.

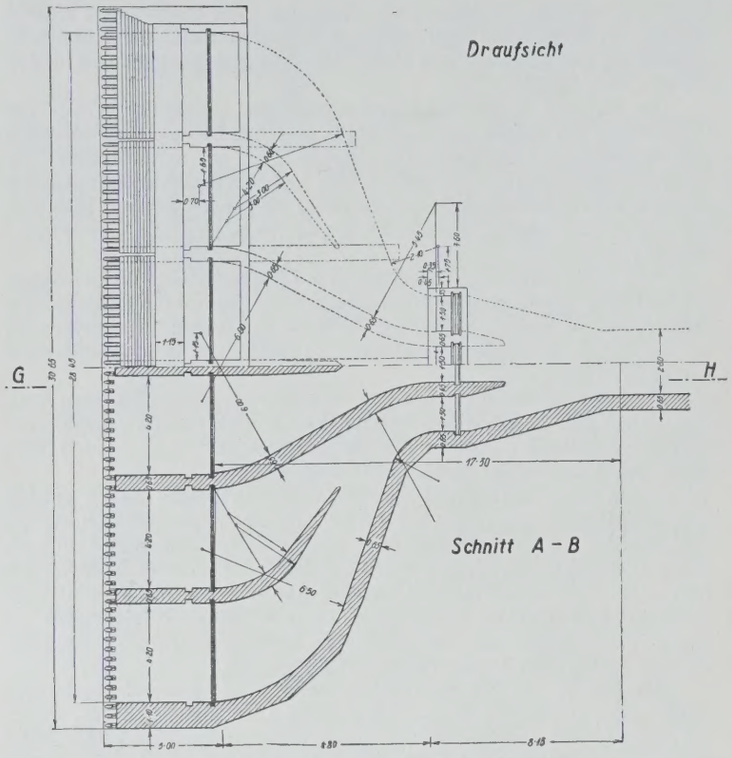


Abb. 5. Einlaßbauwerk. Grundriß.

daß eine Wassergeschwindigkeit bei einer Entnahme von 15 m³/Sek. von 39 cm/Sek. bezw. 41 cm/Sek. zwischen den Feinrechenstäben, die 2 cm voneinander abstehen, auftritt. Bei der ausnahmsweise auftretenden Entnahme von 22,5 m³/Sek. steigen die Geschwindigkeiten um 50% und erreichen damit immer noch keine unzulässigen Grenzen.

Über das ganze Einlaßbauwerk wurde eine Holzhütte gebaut, in der im Winter an Winden Kokskörbe gegen die Wasserfläche abgesenkt wurden, um durch diese Heizung das Einfrieren des Feinrechens zu verhindern.

Die Form der Einlaßkammern ist so gewählt, daß in jedem Querschnitt eine gleichmäßige Geschwindigkeitszunahme auftritt. Je zwei Einlaßkammern sind dann in eine Kammer zusammengeführt, und der Stolleneinlauf erhält drei Schützenverschlüsse von 1,50 × 2,00 m Fläche, die durch elektrisch angetriebene Windwerke von einem Motor aus betrieben werden. Der Motor kann auf jedes der Windwerke durch Kupplung eingeschaltet werden. Auch ist Antrieb von Hand vorgesehen. Hinter den Einlaßschützen verengt sich der Stollen in der rd. 7 m langen sogenannten Trompete, bis er in das normale Stollenprofil übergeht.

Die bauliche Herstellung dieses Bauwerks hat verhältnismäßig bedeutende Schwierigkeiten verursacht. Obwohl die Bauleitung der Verwaltung gegenüber stets den Standpunkt vertrat, das Einlaßbauwerk in der trockenen Jahreszeit auszuführen, mußte doch mit Rücksicht auf die produktive Arbeitslosenfürsorge mit dieser Arbeit im Winter begonnen werden. Die Arbeit wurde im Februar des Jahres 1923 aufgenommen; dabei war ein fast 45° geneigter Hang von verwittertem Granit mit einer Überlagerung von Lehm mit Granitblöcken, endlich einer schwachen Humusschicht anzuschneiden. Durch das unerwartete Einsetzen von Tauwetter und starken Regengüssen kam der Hang in Bewegung, so daß die starke Pölzung, die den Stolleneingang und die Baugrube des Einlaßbauwerkes schützen sollte, verschoben oder zerknickt wurde. Unter fortwährenden Regengüssen mußte nunmehr die Arbeit nach einem anderen System angegangen werden, wozu man sich früher aus Sparsamkeitsgründen nicht entschließen konnte.

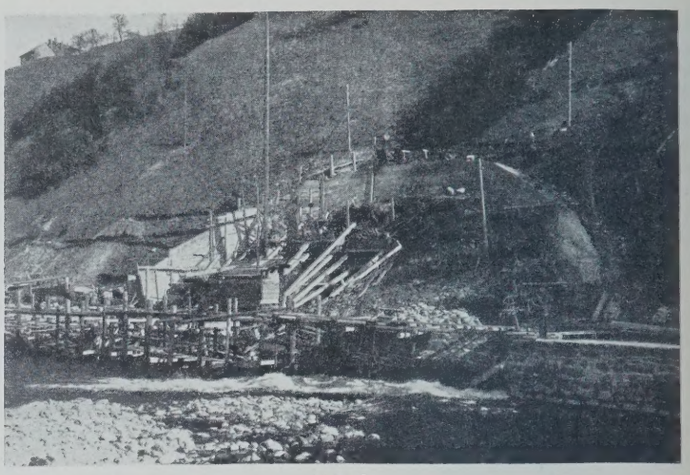


Abb. 6.
Einlaßbauwerk, Bauzustand März 1923 (bergseitige Stützmauer).

Es wurde eine bogenförmige Stützmauer aus Stampfbeton um das ganze Einlaßbauwerk errichtet, und zwar als Kombination zwischen Schwergewicht- und Bogenmauer. Die Herstellung geschah in der Weise, daß das ganze Bauwerk in eine Anzahl Ringe eingeteilt wurde, von denen zuerst immer nur jeder zweite ausgeführt wurde, während inzwischen das wieder eingetretene Gleichgewicht des Hanges nicht gestört wurde. Nachdem solcherart jede zweite Sektion der Mauer gewissermaßen wie ein Zahn in der Lehne auf festen Felsgrund abgestützt und fertiggestellt war, konnte man die dazwischenliegenden Partien unter Abpölzung des Hanges auf die bereits fertiggestellten Teile herausnehmen und den Bogen vorsichtig schließen. Nachdem die Bogenmauer, die insgesamt etwa 300 m³ Stampfbeton enthielt, fertig war, konnte ohne Schwierigkeiten der gesamte Aushub des Einlaßbauwerkes vor sich gehen, und auch bei der an sich sehr schwierigen Arbeit der Verbreiterung des Richtstollens bei der Trompete ist dank der Verspannung des Hanges durch die bogenförmige Stützmauer der Bau nicht sonderlich behindert worden. Das Einlaßbauwerk gegen die Schützenstellung und die Trompete zu wurde in drei Abschnitten ausgeführt und der Fels durch Eisenbetonkonstruktionen und die Eisenbetontrennungspfeiler der Trompete unterfangen. Die Arbeiten gestalteten sich schwierig und konnten nur mit großer Vorsicht durchgeführt werden, führten aber doch ohne Unfall zum Ziele.

Die Wasserhaltung des Einlaßbauwerkes war infolge des Umstandes, daß das bereits besprochene alte Wehr, das die Ableitung des Wildwassers aus der Baugrube ermöglichte, oberhalb des Einlaßbauwerkes liegt, leicht durchzuführen. Das vorhandene Wehr hielt bis zu einer Wasserführung von etwa 15 m³/Sek. das Mühlbett so ziemlich wasserfrei, und so machte ein etwa 2 m breiter und 4 m hoher Fangdamm zwischen dem Mühlbett und der Flucht des Einlaßbauwerkes die Wasserhaltung mit zwei Stück fünf- und sechszölligen Pumpen möglich.

Der Anschluß des Bauwerkes an den gewachsenen Fels wurde in gleicher Sorgfalt wie beim Wehrbau durchgeführt. Zur Sicherung des zutage tretenden Felsens unterhalb der bogenförmigen Stützmauer hat man Torkretierungen mit Erfolg angewendet. Die Oberwasserseite des Einlaßbauwerkes, das in das Wildbett der Mühl bezw. den Weiher hinausgebaut erscheint, wurde durch einen Steinkegel aus schweren Granitblöcken ausreichend gesichert. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.).

Von Prof. **A. Müllenhoff**, Aachen.

Die Tatsache, daß in Deutschland so wenig Hängebrücken gebaut sind, ist um so bedauerlicher, als diese Brückenform nicht nur fast stets schön wirkt, sondern auch meistens anderen Systemen wirtschaftlich gleichwertig, oft überlegen ist. Einen lehrreichen Beleg für diese Behauptung bietet die Brücke über den Ohio in Portsmouth (O.), die im Jahre 1927 erbaut ist. Diese Brücke ist auch in anderer Hinsicht bemerkenswert; einmal als Beispiel einer amerikanischen Kabelbrücke von solchen Abmessungen, die sich sehr wohl mit den bei uns vorkommenden Brücken vergleichen lassen. Ferner hat sie durchlaufende Versteifungsträger[1]), also das gleiche System, das bei den Kölner Wettbewerben für mehrere Entwürfe vorgeschlagen worden war.

Endlich zeigt sie auch durch viele Einzelheiten, z. B. die Anordnung außen vollkommen glatter Hauptträger, deutlich das Bestreben, nicht nur ein zweckmäßiges und wirtschaftliches Bauwerk zu schaffen, sondern auch den künstlerischen Anforderungen zu entsprechen. Die Zeit ist lange vorüber, wo der Amerikaner seine Brücken ohne jede Rücksicht auf die Umgebung — man möchte manchmal sagen: so scheußlich wie nur möglich — hinstellte, wenn sie nur den wirtschaftlichen Anforderungen genügten.

In den wenig entwickelten Gegenden zwischen dem Mississippi und der pazifischen Küste mögen solche nur unter dem Gesichtspunkte der geringsten Kosten entworfene Bauten auch heute noch gebaut werden — dort sind sie aber auch am Platze und unschädlich —, in den in hoher

[1]) Die erste Kabelbrücke mit durchlaufendem Versteifungsträger ist die Rondout-Brücke bei Kingston Hudson mit rd. 215 m Stützweite, 1922 von Dr. H. D. Robinson erbaut (vergl. Eng. News-Rec., Sept. 14, 1922.)

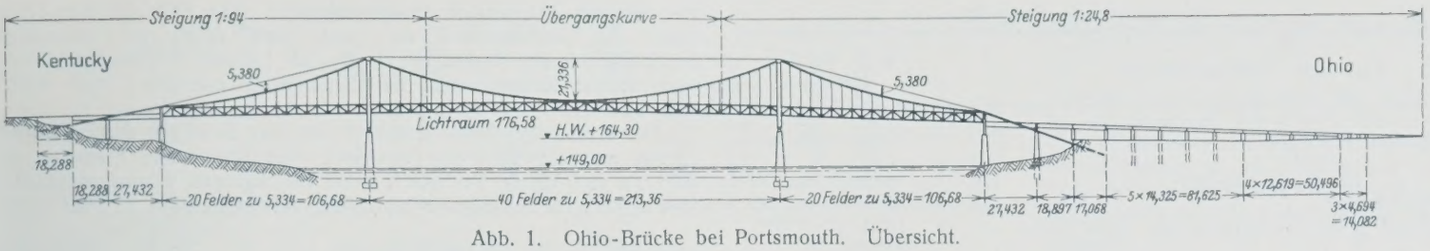


Abb. 1. Ohio-Brücke bei Portsmouth. Übersicht.

Kultur stehenden Gegenden, vor allem im Osten des Landes, wird jetzt ebensoviel Wert auf ein gutes Aussehen der Bauwerke gelegt wie bei uns, auch wenn sie reine Nutzbauten, wie Brücken sind. Ganz wie bei uns glaubte man erst durch architektonische Zutaten etwas erreichen zu können, kommt aber ebenso wie wir davon ab, und sucht durch die Wahl des Systems, ruhige Gliederung, gute Verhältnisse den Bau an sich so zu gestalten, daß er besonderer Zutaten nicht bedarf, um schön zu sein. Daß das Formgefühl der Amerikaner zum Teil anders als unseres ist und sie daher vielfach die Schönheit der Bauwerke auf Wegen zu erreichen suchen, die wir heute nicht mehr als richtig ansehen, berechtigt uns nicht, ihnen den Sinn für das Schöne und das Streben nach künstlerischer Gestaltung abzusprechen. Wie auch Prof. Dr.-Ing. E. Probst in seinen „Eindrücken von einer Studienreise durch die Vereinigten Staaten von Amerika“ (Z. d. V. d. I. 1926, Nr. 6 bis 13) hervorhebt, ist es unverkennbar, daß man auch drüben jetzt mehr und mehr nach der Schönheit der Bauten von innen heraus strebt, wie wir es tun. Das gilt auch für den Brückenbau. Die neue Ohiobrücke ist ein guter Schritt vorwärts auf diesem Wege.

Die neue Brücke (Abb. 1) zeigt in dem klaren System des in einer Höhe durchlaufenden Versteifungsträgers den großen Fortschritt, den der Brückenbau in den letzten 30 Jahren gemacht hat. Besonders günstig für das Bild der Brücke ist, daß das Kabel nicht den Versteifungsträger in der Mitte überschneidet, sondern ganz über ihm liegt. Auch die ungewöhnlich schlanken Pfeiler unter der Brücke sind in diesem Zusammenhang hervorzuheben.

Die Länge der Brücke entspricht fast genau der der Kölner Straßenbrücke. Es dürfte daher erwünscht sein, ihre Hauptmaße mit denen der beiden ähnlichen Entwürfe „Alaaf Colonia“ und „Freiheit“[2]) des ersten Kölner Wettbewerbes zu vergleichen (Zusammenstellung I). Sie ist allerdings erheblich schmäler, selbst wenn die in der Berechnung vorgesehene Verbreiterung der Fahrbahn auf 8,534 m und Anordnung des Fußweges auf Kragarmen durchgeführt wird. Die angegebenen Zahlen beziehen sich auf diesen Zustand.

Ursprünglich sollte an der Stelle nach einem Entwurf der Stadt eine Auslegerbrücke gebaut werden. Auf diesen Entwurf gingen drei Angebote ein, außerdem ein Angebot, das den Bau einer Kabelbrücke nach dem Entwurfe der beratenden Ingenieure Robinson und Steinman vorschlug.

Die Verhältnisse waren für eine Hängebrücke keineswegs besonders günstig. Die flach ansteigenden Ufer und die starken Hochwasser erforderten entweder eine rd. 92 m längere Brücke oder wenigstens die Verschiebung der Widerlager, also eine Verlängerung des teuren Kabels. Die Verfasser wählten diesen zweiten Weg und haben das Kabel an den Enden der Brücke über Pendelstützen geführt. Durch den Knick, den das Kabel auf ihnen macht, erhalten diese einen solchen Druck, daß sie den negativen Auflagerdruck des durchlaufenden Versteifungsträgers ohne Verankerung aufnehmen können, der bei alleiniger Belastung der Mittelöffnung und bei großer Kälte entsteht. Ferner war wenigstens auf dem Nordufer der Boden nicht besonders günstig, so daß dort der Verankerungskörper auf Brunnen gegründet werden mußte. Die großen Massen, die zur Aufnahme des Schubes erforderlich sind, wo die Verankerung nicht im gewachsenen Felsen stattfinden kann, setzen natürlich die Wettbewerbsfähigkeit einer Hängebrücke gleichfalls herab.

Trotzdem ergab sich eine erhebliche Ersparnis bei der Hängebrücke. Das Angebot für diese und das billigste Kragträgerangebot lauteten, wie in der Zusammenstellung II angegeben.

Die Hängebrücke ist also um rd. 300 000 R.-M. oder 10% billiger. Sie wurde deshalb zur Ausführung bestimmt und der Vertrag darüber mit der Dravo Contracting Co. in Pittsburgh, Pa. abgeschlossen. Die Entwurfsverfasser, Robinson und Steinman, überwachen als beratende Ingenieure den Bau.

Der Vertrag ist vom Frühjahr 1926; vermutlich werden die Preise manchen Lesern von Wert sein; sie sind deshalb in der Zusammenstellung III (S. 110) aufgeführt.

Sehr wesentlich dürfte zu diesem Ergebnis die Ausbildung der Widerlager für die Verankerung beigetragen haben. In ihnen sind große Hohlräume ausgespart, die mit Sand vollgestampft werden, eine Anordnung, die von dem einen Entwurfsverfasser, Robinson, bereits bei einer Hänge-

[2]) Bei diesen beiden sind die Gewichte usw. für Ausführung in Flußeisen mit Paralleldrahtkabeln in Vergleich gestellt.

Zusammenstellung I.

	Ohiobrücke bei Portsmouth	Rheinbrücke in Köln[3]) Alaaf Colonia (Variante 4)	Rheinbrücke in Köln[3]) Freiheit
Stützweiten . . m	106,68 + 213,36 + 106,68	107,38 + 214,76 + 107,38	107,4 + 214,8 + 107,4
Breite d. Fahrbahn m	8,534[6])	11,200	11,200
Breite d. Fußwege m	1 × 1,981	2 × 3,250	2 × 3,450
Hauptträgerabstd. m	9,601	13,000	13,000
Höhe der Hauptträger . . . m	4,267	5,400	6,000
Feldweite . . m	5,334	7,670	7,160
Lage d. Kabelebene	senkrecht	1 : 7 geneigt	senkrecht
Durchhang in der Mittelöffnung m	21,336	22,500	24,000
Durchhang in der Seitenöffnung m	5,380	5,625	6,000
Kabelquerschnitt cm²	194	953	1170
Litzen u. Drahtzahl	3 × 486 = 1458	19 × 330 = 6270	19 × 405 = 7695
Durchmesser der Drähte . . mm	4,115	4,4	4,4
Gewicht für einen Träger			
Fahrbahndecke, Fußwegdecke, Rohrleitung t/m	1,00[6])	4,79[4])	4,32
Eisengewicht der Fahrbahnen t/m	0,82[6])	2,30[4])	2,12
Versteifungstr. u. Verbände . t/m	0,58	3,45[4])	2,88
Kabel u. Hängestangen . . t/m	0,20	1,16[4])	1,08
Insges. ständige Last . . . t/m	2,60	11,70	10,40
Verkehrslast t/m	1,14[5])	6,21	6,14
Wagerechter Zug im Kabel			
aus ständg. Last H_g	694[6])	3000[4])	2643
„ Verkehr H_p .	249[6])	1129	1024
„ Wind H_w . .	—	34	40
„ Temperatur H_t	36	238	293
Insgesamt	979	4401	4000
Gesamtgewicht:			
Flußeisen . . .	1623[7])	5493	5696
Kabel	190	820	792
Stahlguß und Schmiedestahl .	—	608	894

Zusammenstellung II.

Angebot auf	Auslegerbrücke	Hängebrücke
Beton der Pfeiler	7072 m³ für 1 134 000 R.-M.[8])	4874 m³ für 890 400 R.-M.
Beton der Verankerungen . . .	—	3670 m³ für 474 600 R.-M.
Eisenkonstruktion	2846,34 t für 1 869 000 R.-M.	1622,98 t für 1 071 000 R.-M.
Fahrbahndecke	289 800 R.-M.	289 800 R.-M.
Kabel	—	190,06 t für 264 600 R.-M.
Zusammen	3 292 800 R.-M.	2 990 400 R.-M.

[3]) Die Zahlen gelten für flußeiserne Versteifungsträger und Paralleldrahtkabel. — [4]) Nach den Angaben in dem Bericht von Mehrtens u. Bleich im „Eisenbau“ 1911 für Paralleldrahtkabel und flußeiserne Versteifungsträger umgerechnet. — [5]) Und eine Einzellast von 19 t für die Brücke. — [6]) Für den späteren Ausbau mit außenliegendem Fußwege. — [7]) Einschließlich der Rampenbrücken. — [8]) 1 $ ist zu 4,20 R.-M. gerechnet.

Zusammenstellung III.

Vertragpreise für	R.-M. für die Einheit
Aushub in Felsen	97,23 R.-M./m³
„ „ Erde	10,99 „
„ für die Strompfeiler	54,93 „
Betonpfähle	41,34 R.-M./m [9])
Beton in den Unterbauten der Strompfeiler	137,32 R.-M./m³
„ „ „ „ „ Rampen	104,37 „
„ „ „ aufgehenden Pfeilern	104,37 „
„ „ „ Widerlagern, Stützmauern u. Säulen	148,31 „
„ „ „ Verankerungen	93,38 „
„ „ „ Plattenüberbauten	164,79 „
Eiseneinlagen	555,54 R.-M./t
Wasserdichte Abdeckung	13,56 R.-M./m²
Eisenkonstruktionen fertig aufgestellt	601,84 R.-M./t
Kabel „ „	1388,85 „
Anstrich auf der Baustelle	13,89 „
Holzbelag	142,40 R.-M./m³
Asphaltierung	7,53 R.-M./m²

brücke über den La Grasse-Fluß in Massena Center (vergl. Z. d. V. d. I. 1919, S. 181 u. f.) ausgeführt worden ist.

Die Kabel werden, wie in der Zusammenstellung I bereits angegeben, aus 1458 Drähten von 4,115 mm Durchm. gebildet. Die Drähte sind nicht verzinkt und haben eine Festigkeit von 16,2 t/cm². Die fertigen Kabel werden mit 3,76 mm starkem Draht umsponnen. Ihre Beanspruchung beträgt 4,92 t/cm² und steigt auf 5,55 t/cm², also rd. ein Drittel der Bruchfestigkeit, wenn die Fahrbahn auf die volle Breite der Brücke verbreitert werden sollte und außenliegende Fußwege angebracht werden. Der größte Zug im Kabel beträgt dann rd. 1080 t. Die Kabel haben nur je drei Litzen und enden in der bekannten Weise in Kabelschuhen, die mit Bolzen an Augenstäben befestigt sind, die in dem Widerlager den Kabelzug in die Ankerträger leiten. Die Litzen werden am Ufer hergestellt, die fertigen Litzen werden dann über den Fluß gezogen, auf die Pylonen und Kabelstützen aufgelegt und zu einem Kabel vereinigt. Diese Bauweise, die schon bei zahlreichen Brücken über den Ohio angewandt worden ist und deshalb in Amerika als Ohiobauweise bezeichnet wird, ist ist hier abgeändert und verbessert worden.

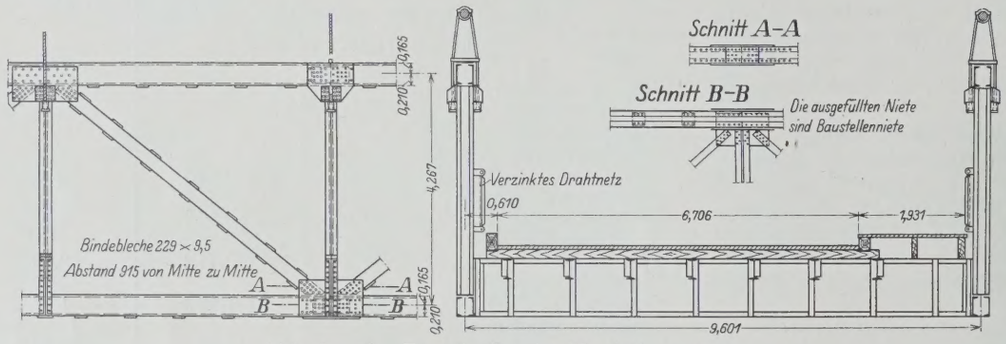


Abb. 2 u. 3. Einzelheiten des Versteifungsträgers.

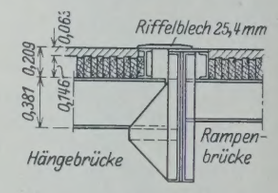


Abb. 4. Schnitt durch die Fahrbahn an der Dehnungsfuge.

Der Durchmesser der fertigen Kabel beträgt 17,8 cm. Auf ihnen werden mit U-förmig gebogenem Rundeisen Sättel aufgeschraubt, auf denen die Hängeseile von 32 mm Durchm. liegen. Diese tragen dann in der aus Abb. 2 u. 3 ersichtlichen Weise die Versteifungsträger. Eine Regelung der Höhenlage der Brücke ist bei dieser Art der Aufhängung nicht ganz einfach; ob nicht die an den Pfosten des Versteifungsträgers vorspringenden Anschlußwinkel das sonst so ruhige Bild der Brücke stören, sei dahingestellt.

Bei der Ausbildung der Versteifungsträger ist der Vorteil der amerikanischen Normenreihe für Walzprofile ausgenutzt worden, daß es von jedem Profil mehrere Abstufungen des Querschnittes bei gleicher Höhe (durch Erhöhung der Stegdicke) gibt. Diese gelten nicht als Vorprofile, sondern werden laufend gewalzt, so daß sie nicht besonders bestellt werden müssen. Die Ober- und Untergurte sind gleich gebildet aus zwei ⊏-Eisen von 381 mm Höhe mit einer Deckplatte 305 · 9,5 mm. Diese ⊏-Eisen haben 10 bis 21 mm starke Stege, ihr Querschnitt beträgt 63,87 bis 103,94 cm² mit vier Zwischenstufen, so daß es leicht ist, sich den wechselnden Kräften anzupassen. Die Streben bestehen aus zwei ⊏-Eisen mit nach innen gelegten Flanschen und Bindeblechen und sind fast alle 254 mm breit; nur die Felder neben den Pfeilern haben 305 mm breite Diagonalen. Die Pfosten sind aus einem Stehblech 305 · 9,5 und vier Winkeln 101 · 76 · 9,5 zusammengesetzt. Die Füllstäbe sind 316 m breit; die Außenflächen der Gurte und damit die Innenseiten der Knotenbleche liegen um $^1/_{16}'' = $ rd. 1,6 mm weiter auseinander, wodurch der Zusammenbau der Teile mehr erleichtert wird (vergl. Abb. 3).

Die Hauptträger sind berechnet für eine Belastung der Brücke mit 2,1 t/m und eine Einzellast von 19 t. Das verwendete Flußeisen hat 4200 bis 4900 kg/cm² Festigkeit, seine Streckgrenze beträgt mindestens 2500 kg/cm². Die zulässige Beanspruchung auf Zug ist mit $\sigma_z \leqq 1687$ kg/cm² festgesetzt worden, für Druckstäbe gilt $\sigma_k \leqq \frac{\sigma_z}{1 + \frac{\lambda^2}{13\,500}}$. Der Winddruck von rd. 150 kg/m² ist für das $1^1/_2$fache der Ansichtsfläche eingeführt worden, die Grenzen der Wärmeschwankungen mit ± 33,3 ° C.

Bei gleichzeitiger Wirkung von ruhender Last, Verkehr, Wind und ungünstiger Temperatur werden, wie in Amerika üblich, um ein Viertel größere Spannungen zugelassen. Diese Beanspruchung der Versteifungsträger mit 1687 und 2110 kg/cm² erscheinen auf den ersten Blick sehr hoch. Da aber die Versteifungsträger kein für die Standsicherheit des Bauwerkes erforderliches Glied sind, ist es gerechtfertigt, ihre Beanspruchung hoch zu wählen. Man sieht, daß sich die zum Teil recht schwach versteiften amerikanischen Hängebrücken trotz der mangelnden Steifigkeit und ihrer großen Durchbiegungen offenbar bewährt haben und daß dort nicht die übergroßen Anforderungen an die Steifigkeit von Brücken gestellt werden, die bei uns so oft die Ursache waren, daß andere Brücken ausgeführt wurden, wo eine Hängebrücke weit besser am Platz gewesen wäre. Für die Kosten ist natürlich diese Wahl der zulässigen Spannungen des Versteifungsträgers zu etwa $^6/_7$ der Streckgrenze des Materials von wesentlicher Bedeutung. Sie ist aber meines Erachtens ganz unbedenklich, wo nicht die Rücksicht auf die Höhenlage dazu zwingt, die unvermeidlichen Durchbiegungen auf das Äußerste einzuschränken.

Die Gurte der Versteifungsträger werden an den Knotenpunkten mit geraden Ordnungsziffern gestoßen, wie in Abb. 2 dargestellt. An den Stößen und Anschlüssen der Füllstäbe und Querträger werden Niete 23 mm ∅ verwendet; sonst haben alle Niete 20 mm ∅.

Die Fahrbahnträger bieten nichts Besonderes; nur ist auf eine besondere Aussteifung der Ecken verzichtet, eine solche ist aber bei Hängebrücken nicht erforderlich, wenn, wie hier, die Hängestangen am Obergurt angreifen. Der Fahrbahnbelag besteht (Abb. 4) aus hochkant nebeneinander gestellten Bohlen von abwechselnd 133 und 146 mm Höhe, auf denen eine 63 mm hohe Asphaltschicht aufgebracht wird. Diese Fahrbahnabdeckung ist seit etwa 8 Jahren in den Vereinigten Staaten viel verwendet worden. Die Abbildung zeigt die Ausbildung der Dehnungsfuge am Übergang von der Brücke zu den kleinen Überbauten in den Rampen. Der Berechnung der Fahrbahn sind Wagen mit 4,267 m Radstand, rd. 2,75 m Ladebreite und 1,829 m Spurweite zugrunde gelegt, und zwar entweder drei Wagen von 13,6 t Gewicht oder ein Wagen von 18,15 t Gewicht; $^3/_4$ dieser Gewichte sind auf den Hinterrädern anzunehmen. Die Beanspruchung der Fahrbahnträger darf 1265 kg/cm² betragen (für den schwereren Wagen ein Drittel mehr), dabei wird für die Längsträger mit 37,5 %, für die Querträger mit 30 % Stoßzuschlag gerechnet. Für den späteren Ausbau auf dreispurige Bahn werden bei der Berechnung des Querträgers nur 90 % der angegebenen Belastung angenommen.

Das Geländer besteht aus zwei Gasrohren in rd. 1 m Abstand, zwischen denen verzinkte Drahtnetze in Rahmen aus Winkeleisen gespannt sind.

Die Kabel ruhen auf den beiden Strompfeilern in Sätteln aus Stahlguß auf den Pylonen. Diese sind hier zum ersten Male in den Vereinigten Staaten als Pendelpfeiler hergestellt worden.[10]) Sie sind 35,386 m hoch und in der aus Abb. 5 bis 7 ersichtlichen Weise ausgebildet. Die

[9]) An Stelle der ursprünglich vorgesehenen Pfahlgründung am Nordufer ist später eine Gründung auf Brunnen getreten.

[10]) In Südamerika sind Pendelpfeiler bereits einmal von denselben Entwurfsverfassern bei der Brücke in Florianopolis (Brasilien) benutzt worden. Über diesen Brückenbau wird in der „Bautechnik“ demnächst berichtet werden.

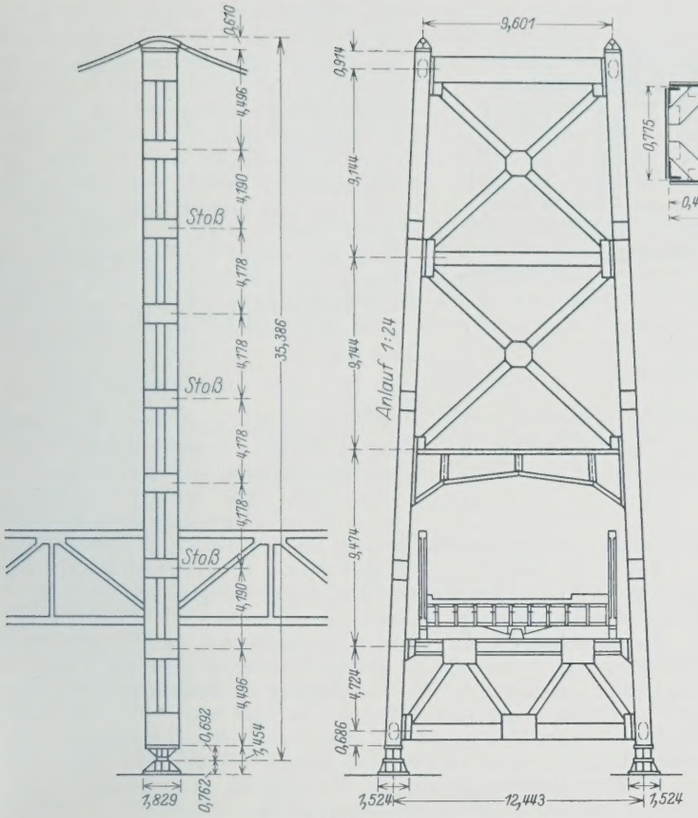


Abb. 5 u. 6.

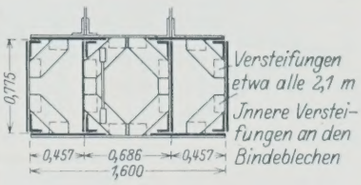


Abb. 7.

Pylone über den Strompfeilern.

einer Fläche von 1077,38 cm² hat er einen Trägheitshalbmesser von 58,42 cm, so daß das Verhältnis $\lambda = l/i = 60{,}5$ wird. Mit Rücksicht auf die Bedeutung der Pylonen für die Sicherheit des ganzen Baues ist ihre Grundbeanspruchung wie die der Fahrbahnträger auf nur 1265 kg/cm² und einschließlich der Wind- und Temperaturkräfte auf $1{,}25 \cdot 1265 = 1582$ kg/cm² festgesetzt worden, so daß sich für die Pfosten ergibt:

$$\sigma \leqq \frac{1582}{1 + \frac{60{,}5^2}{13\,500}} = 1245 \text{ kg/cm}^2.$$

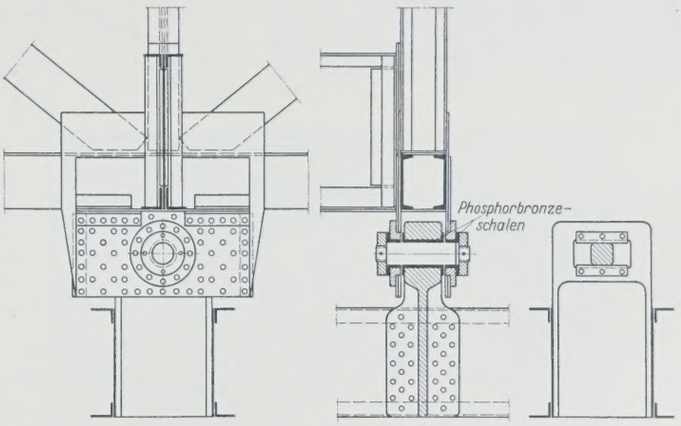


Abb. 8. Bewegliche Lagerung der Hauptträger in den Querriegeln der Pylonen.

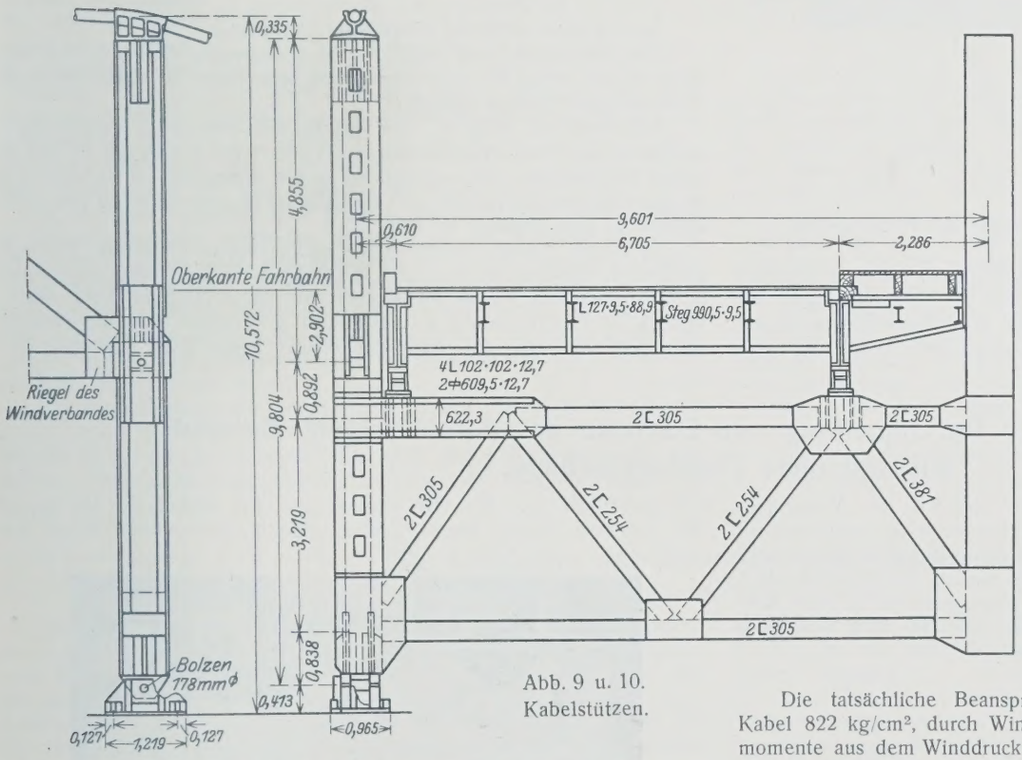


Abb. 9 u. 10. Kabelstützen.

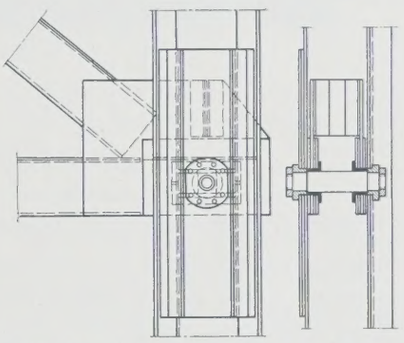


Abb. 11. Auflagerung der Hauptträger in den Kabelstützen.

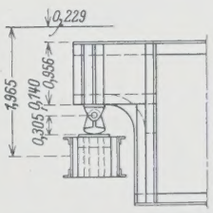


Abb. 12. Auflager der Rampenbrücke.

Hauptträger sind in verschieblichen Bolzengelenken auf den als Fachwerkträger ausgebildeten unteren Querriegeln gelagert (Abb. 8). Der Bolzen aus Schmiedestahl ist im mittleren Teil quadratisch, 152,4 mm stark und gleitet zwischen Schalen aus Phosphorbronze in einem Schlitz des Lagerkörpers aus Stahlguß, der in dem Querträger des Pylons eingenietet ist. Die Enden des Bolzens sind auf 152,4 mm ϕ abgedreht; auf sie stützt sich, ebenfalls in Schalen aus Phosphorbronze, das heruntergezogene Knotenblech des Auflagerknotens. Der Auflagerdruck des Windverbandes wird durch die in Abb. 6 angedeuteten Konsolen in die Querriegel geleitet.

Die Pfosten bestehen nach Abb. 7 aus zwei nebeneinanderliegenden geschlossenen Kastenquerschnitten. Trotz der Mannlöcher in den inneren Stehblechen und der Leiter in dem mittleren Zwischenraum dürften sie nur schwer befahrbar sein; der Querschnitt ist sonst sehr günstig; bei

Die tatsächliche Beanspruchung beträgt durch Eigengewicht und Kabel 822 kg/cm², durch Winddruck 70 kg/cm² und durch die Biegungsmomente aus dem Winddruck im Portalrahmen 323 kg/cm². Der gesamte Auflagerdruck für jeden Fuß beträgt 868,5 t; da die Lager $1{,}524 \cdot 1{,}829$ m Grundfläche haben, wird also die Pressung auf den Pfeiler 31 kg/cm², ist also ziemlich niedrig. Ihre Ausbildung unterscheidet sich nicht wesentlich von der bei uns üblichen.

Die Kabelstützen an den Enden der Hauptträger haben nicht nur den lotrechten Druck aufzunehmen, der aus der Ablenkung der Kabel an dieser Stelle entsteht, sondern auch die Endauflagerkräfte der Hauptträger und der anschließenden Rampenbrücken (Abb. 9 u. 10). Die Auflagerdrücke der Versteifungsträger sind je nach Belastung und Temperatur nach oben oder unten gerichtet; die Lagerung muß außerdem längsbeweglich sein. Es sind deshalb (Abb. 11) die Endknotenbleche des Versteifungsträgers, mit Auflagen und Stegen ausreichend versteift, zwischen die beiden Stege der Kabelstützen eingeführt und dort auf Bolzen gelagert, die in

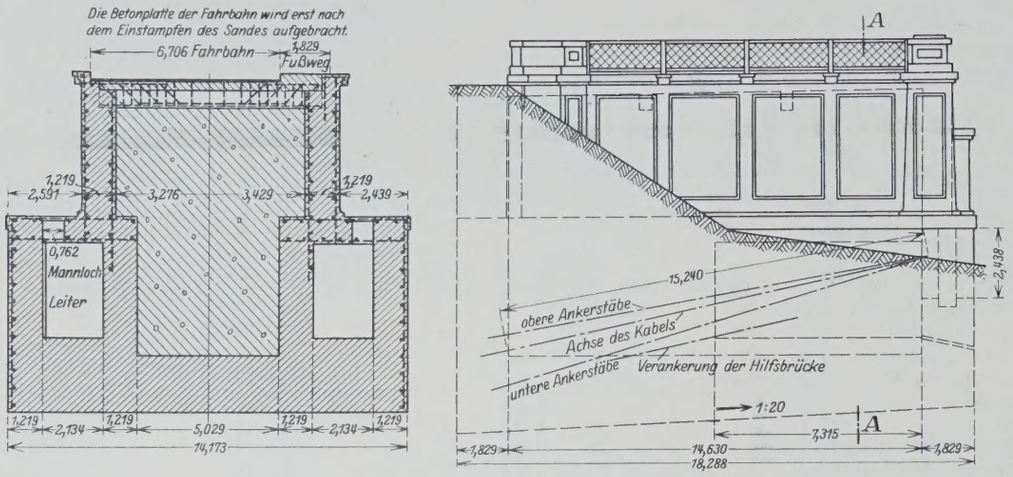


Abb. 13. Südliches Widerlager.

den Kabelstützen stecken. Die Konstruktion ist ähnlich der der beschriebenen Auflagerung im Mittelpylon. Die Hauptträger der Rampenbrücken sind dann auf den Querriegeln zwischen den Kabelstützen mit Pendelstützen gelagert (Abb. 12). Ihr Abstand ist gleich der vorläufigen Fahrbahnbreite zu 6,705 m gewählt. Die Kabelstützen sind auf den Pfeilern mit Bolzen in einem aus Blechen und Winkeln genieteten Lagerstuhl gelagert.

Bei den Rampenbrücken nehmen zwar die Stützweiten mit der Höhe ab, zur Kostenersparnis haben aber immer mehrere Überbauten gleiche Stützweite.

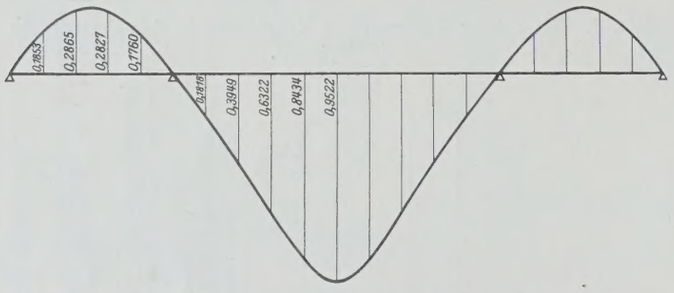


Abb. 14. Einflußlinie für die Durchbiegung der Brückenmitte.

Die Widerlager sind, wie auf S. 109 erwähnt, als große Betonkasten hergestellt; in den starken Seitenwänden sind die Verankerungen der Kabel untergebracht. Der Hohlraum wird mit Sand fest ausgestampft und mit einer Rippenplatte aus Eisenbeton überdeckt. Diese Anordnung ergab eine beträchtliche Ersparnis an Beton (vergl. Abb. 13). Die Sohle des Widerlagers steigt nach der Brücke zu in der Neigung 1 : 20, wodurch der Widerstand gegen etwaige Verschiebungen natürlich entsprechend vermehrt wird. Bei einem Gewicht des Betons von 2 t/m³ und des eingestampften Sandes von 1,75 t/m³ ergibt sich das Gewicht des Widerlagers zu rd. 3400 t Beton und 1400 t Sand; setzt man ferner die Reibungszahl des Betons auf der Erde zu 0,45, so wird der Widerstand des Auflagers gegen seitliche Verschiebung mit Berücksichtigung der Steigung

$$W = (0{,}45 + 0{,}05) \cdot 4800 = 2400 \text{ t}.$$

Da der größte wagerechte Zug jedes Kabels rd. 980 t beträgt, ist die Sicherheit gegen Gleiten nach unseren Anschauungen nicht sehr reichlich. Allerdings ist in dieser Überschlagsrechnung weder der aktive noch der passive Erddruck auf das Widerlager berücksichtigt.

Das andere Widerlager ist ähnlich gebaut, nur mußte es, wie erwähnt, zum Teil auf Brunnen gegründet werden, da guter Baugrund erst in rd. 13,5 m Tiefe unter der Oberfläche zu finden ist.

Die Durchbiegung der Brücke ist natürlich groß, da alle Querschnitte verhältnismäßig klein sind. Die genaue Berechnung ergab die in Abb. 14 dargestellte Einflußlinie für die Durchbiegung der Brückenmitte mit einer größten Ordinate von 0,9522 cm für die Last von 1 t am mittelsten Knoten. (In der Abbildung ist nur jede vierte Ordinate angegeben.) Die größte Belastung eines Hauptträgers beträgt 1,04 t/m oder 5,547 t für den Knoten. Damit ergibt sich als Durchbiegung in der Mitte

bei Belastung der Mittelöffnung + 1,12 m
bei Belastung einer Seitenöffnung — 0,21 m
bei Belastung der ganzen Brücke + 0,70 m.

Dazu kommt noch der Einfluß der Temperatur.

Die Entwurfsverfasser haben die Durchbiegungen überhaupt nicht berechnet; man sieht, wie wenig Bedeutung man ihnen bei solchen leichten Straßenbrücken drüben beilegt.

Interessant ist übrigens, daß sich für den anfangs in Vergleich gestellten Kölner Hängebrückenentwurf „Freiheit" bei fast genau $\sqrt{2}$ mal so hohen Hauptträgern mit sechsmal so großen Gurtquerschnitten und dem sechsfachen Kabelquerschnitt die Ordinaten der Biegungslinie fast genau ein Zehntel so groß ergaben als hier.

In einem zweiten Aufsatz hoffe ich, demnächst über die Montage der Brücke, insbesondere der Kabel, die einige bemerkenswerte Neuerungen aufweist, berichten zu können, möchte aber schon jetzt den Entwurfsverfassern, D. B. Steinman und Dr. H. D. Robinson, für die liebenswürdige Überlassung der Unterlagen meinen besten Dank aussprechen.

Versuche über die Durchquellung von Dämmen aus durchlässigem Material mit und ohne Dichtungsschicht.[1])

Alle Rechte vorbehalten.

Die nachstehend beschriebenen Versuche wurden in dem Wasserbau-Laboratorium der Technischen Hochschule Braunschweig vorgenommen. Als Baustoff für die Dämme wurde der im Laboratorium befindliche Sand benutzt, der dort zum Bilden der Flußläufe diente. Die Beschaffenheit des Sandes war folgende: 250 cm³ wogen eingerüttelt 417 g, nach Ausfüllen der Hohlräume mit Wasser 503 g. Es enthielten 30 g Sand 0,5 g abschlämmbare Bestandteile. Von 100 g Sand waren:

Korngröße	I	(2,00 — 6,30 mm ⌀) . . .	0,89 g
„	II	(0,63 — 2,00 „ „) . . .	7,88 „
„	III	(0,20 — 0,63 „ „) . . .	74,83 „
„	IV	(0,00 — 0,20 „ „) . . .	16,40 „
			100,00 g.

Der Querschnitt des Dammes erhielt bei allen Versuchen die gleiche Form, wie sie aus den Abbildungen hervorgeht, aus denen auch die jeweils gewählte Höhe des OW ersichtlich ist. Das UW konnte stets frei abfließen. Die Länge des Dammes betrug immer 1,80 m, gleich der lichten Weite des Versuchskastens. Die Wasserstände im Innern der Dämme wurden mit Hilfe des Vakuum-Wasserstandsmessers sichtbar gemacht und gemessen.

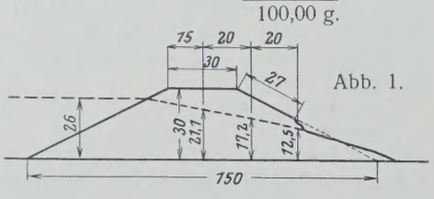


Abb. 1.

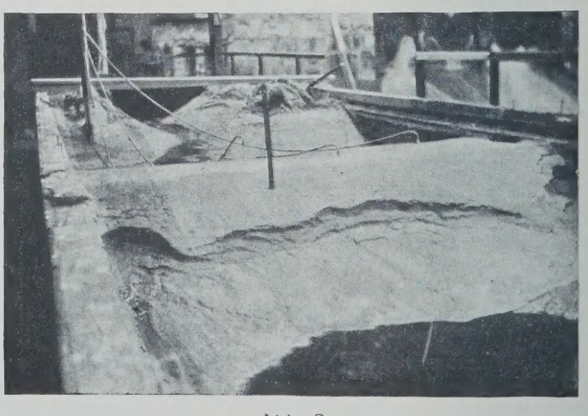


Abb. 2.

[1]) Aus der von der Techn. Hochschule Braunschweig genehmigten Dissertation „Die Wasserbau-Versuchsanstalt" von Dipl.-Ing. W. Olsen (Referent: Prof. Dr.-Ing. ehr. Max Möller, Korreferent: Prof. Ludwig Leichtweiß). Die Arbeit ist in der Bücherei der Technischen Hochschule einzusehen; sie kann auch von dort ausgeliehen werden.

Zunächst wurden Dämme ohne Dichtungen untersucht, und zwar für den Fall, daß ein Damm aus durchlässigem Material auf ganz undurchlässigem Untergrund errichtet wird. Abb. 1 zeigt den Wasserstand im Damm und den Abbruch nach Eintritt des Beharrungszustandes. Abb. 2 gibt die Rückansicht des Dammes nach dem Ablassen des OW. Ein Dammdurchbruch fand nicht statt, weil der Sand am Dammfuß trotz des ihn durchsickernden und austretenden Wassers eine Ruhelage angenommen hatte, nachdem seine Neigung hinreichend flach geworden war.

Es wurden nun mehrere Fälle untersucht, in denen, den Erfordernissen der Wirklichkeit entsprechend, der Abbruch des Dammfußes verhindert werden sollte, und dieserhalb ein Austritt des Wassers über Geländeoberfläche tunlichst zu vermeiden war. Es wurde daher über dem undurchlässigen Gerinneboden durch Schütten einer Berme eine durchlässige Grundschicht geschaffen.

Abb. 3 zeigt die Wirkung dieser Berme. Im Damm verläuft die Kurve des Grundwasserspiegels nun flacher als bei Abb. 1, und es fällt die durch den Wasseraustritt gefährdete Dammfußböschung in ihrer lotrechten Abmessung nun kleiner aus.

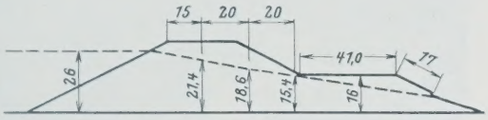


Abb. 3.

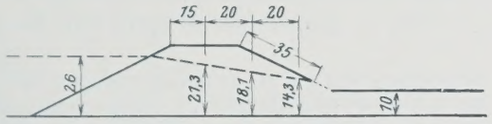


Abb. 4.

Abb. 4 bietet den Fall des Vorhandenseins einer durchlässigen Bodenschicht von geringer Stärkeabmessung, auf undurchlässigem Boden lagernd. Die Strecke der unten punktiert angedeuteten, durch Wasseraustritt beschädigten Dammböschung ist kleiner geworden; sie würde bei dem Hinzufügen einer Berme nach Art von Abb. 3 ganz verschwinden.

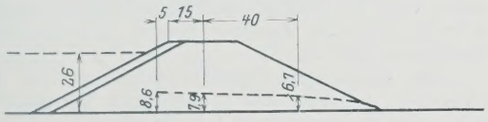


Abb. 6.

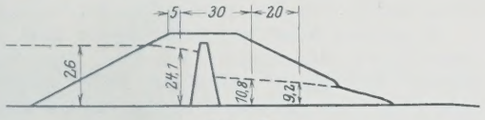


Abb. 7.

In weiteren Versuchen sind Dämme mit Dichtungsschicht aus Ton an der wasserseitigen Böschung, sowie weiter mit Tonkern untersucht. Um einen Vergleich dieser Dichtungsarten zu erhalten, wurde in beiden Fällen genau die gleiche Menge Ton zur Dichtung verwandt. Der Wert einer solchen Dichtung allgemein tritt deutlich in Erscheinung (vergl. Abb. 2 u. 5, deren letztere den Beharrungszustand für einen Damm mit Tonkern zeigt). Die Abmessungen der Dämme und die OW-Höhen sind in beiden Fällen genau dieselben.

Bei der vergleichenden Untersuchung dieser Dichtungsarten trat die Überlegenheit einer Dichtung, an der Außenböschung vorgenommen, deutlich hervor (vergl. Abb. 6 u. 7, die beide den Beharrungszustand darstellen). Es muß allerdings berücksichtigt werden, daß im Versuch die Herstellung des Tonkerns wesentlich schwieriger ist als die der äußeren Dichtungsschicht, und daher vielleicht nicht ganz so gut gelang.

Zu den Wasserstandkurven sei noch bemerkt: In der Versuchsanstalt für Wasserbau im österreichischen Ministerium für öffentliche Arbeiten ist mit Hilfe des Darcyschen Filtergesetzes die Gleichung der Wasserstandskurve bei Durchquellung eines Dammes aufgestellt,[2]) und an Versuchen nachgeprüft. Es ist dort der Fall eines durchlässigen Dammes auf undurchlässigem Untergrunde gewählt, bei dem jeder Abbruch durch ein an der Binnenböschung angebrachtes Maschendrahtgitter verhindert und der Beharrungszustand abgewartet wurde. Die hier beschriebenen Versuche, bei denen Dämme verschiedener Bauart untersucht sind und ein Abbruch nicht verhindert wurde, behandeln das Verhalten von Dämmen bis zum Eintritt des Beharrungszustandes. Bis dahin nimmt die Wasserstandkurve unregelmäßige Formen an. Eine Auffindung einer ganz genauen Gestalt der Wasserspiegelkurve bildete nicht den Gegenstand der hier beschriebenen Versuche, dazu hätte es genauerer Versuchsmittel bedurft, als mir zur Verfügung gestanden haben. Hier galt es vor allem, den Vorgang einer Dammaufweichung und die Wirkung sie verhütender Schutzmittel zu veranschaulichen.

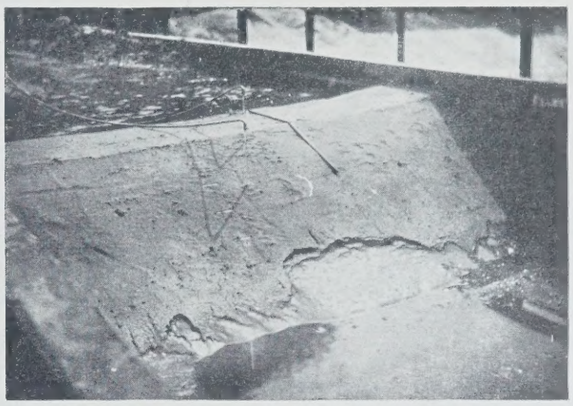


Abb. 5.

Die zweckmäßige Bauart eines Dammes besteht nun darin, ihn an der Wasserseite tunlichst dicht, nach der Rückseite zu hingegen wasserdurchlässig zu gestalten; letzteres, damit eingedrungenes Sickerwasser dort freien Abzug findet und die Wasserkurve auch am Dammfuß hinreichend tief unter der Geländeoberfläche verläuft. Die Vorschläge v. Horns[3]) erstreben dieses durch Abfangen des Sickerwassers im Damm und dessen Ableiten unterhalb des Dammfußes. In Amerika hat man sogar mit Erfolg den rückwärtigen Dammteil aus Felstrümmern errichtet, die dem Sickerwasser freien Abzug gewähren.

Die Dammvorderseite blieb auch bei dem Ablassen des OW in der ursprünglichen Böschung 1 : 2 erhalten. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, daß bei den Versuchen die Angriffe des fließenden und wellenbewegten Wassers sowie diejenigen des Eises fehlen, die bei Nutzbauten besondere Schutzmaßnahmen erfordern. Dipl.-Ing. W. Olsen.

[2]) Allgem. Bauzeitung Wien 1917, S. 78.
[3]) Zentralbl. d. Bauverwaltung 1926, S. 330.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Autokrane im amerikanischen Baubetriebe.

Von Dr.-Ing. **W. Franke,** Dresden.

Mit dem Begriff: „Kran" verknüpft man häufig die Vorstellung einer schwerfälligen Hebemaschine, die entweder gar nicht oder nur langsam ihren Arbeitsbereich verändern kann. Bekanntlich wurde nun durch den Bau des „Autokranes" zunächst in den Vereinigten Staaten eine Lösung gefunden, die die leichte Ortsveränderlichkeit des Automobils mit der Hebefähigkeit des Kranes verbindet und somit diese scheinbaren Gegensätze ausgleicht.

Zwar genießen die Raupenkrane mit ihren mannigfachen Verwandlungsformen als Bagger usw. vielseitige Anwendung im Baubetriebe, jedoch ist in vielen Fällen ihre Fahrgeschwindigkeit zu gering, so daß zweckmäßiger die leicht beweglichen Autokrane zur Dienstleistung herangezogen werden. Besonders dann ist deren Hilfe erwünscht, wenn es darauf ankommt, schnell an einem weiter entfernten Punkte einzugreifen. Die Autokrane[1]) sind vom Orte wesentlich unabhängiger als die erwähnten Raupenkrane, setzen aber naturgemäß gute Straßen voraus, die ja in den Vereinigten Staaten in großem Umfange vorhanden sind. Anderseits sind auch die Anschaffungskosten des Autokranes verhältnismäßig niedrig, so daß sich eine genügende Rentabilität in vielen Fällen rasch erzielen läßt.

Einer der Hauptvorteile des Kraftwagenkranes ist die ständige Betriebsbereitschaft, und nicht nur in den großen Städten lohnt sich für die Bauunternehmer oder Behörden die Beschaffung derartiger mechanischer Hilfsmittel, sondern auch auf dem Lande, wo die einzelnen Baustellen häufig weit voneinander entfernt sind. So kann es mitunter vorkommen, daß der Kran auf einer kleineren Baustelle nur einige schwere Stücke zu bewältigen hat, wozu das Heranschaffen eines Raupenkranes oder einer anderen Hebevorrichtung nicht lohnend wäre.

Die Fahrgeschwindigkeit beträgt in der Regel bis zu etwa 25 km/Std. und die Tragkraft etwa 2 bis 5 t, nach Maßgabe der Ausladung.

In den Vereinigten Staaten kann man diese Krangattung vielfach im Betriebe beobachten, z. B. beim Bau von Häusern (Abb. 1) oder bei der Aufrichtung von Eisenkonstruktionen oder anderen Bauwerken. Auch beim Aufstellen von Straßenbahn- oder Telephonmasten kann der Kran gute Dienste leisten, ferner für die verschiedensten Förderzwecke des Straßenbaues (Abb. 2). Beim plötzlichen Bruche von Wasser- oder Gas-

[1]) „Fördertechnik u. Frachtverkehr" 1927, Heft 6, S. 117, „Automobilkrane" (Woeste).

Abb. 1. Autokran (Bauart Browning) beim Einsetzen eines I-Trägers.

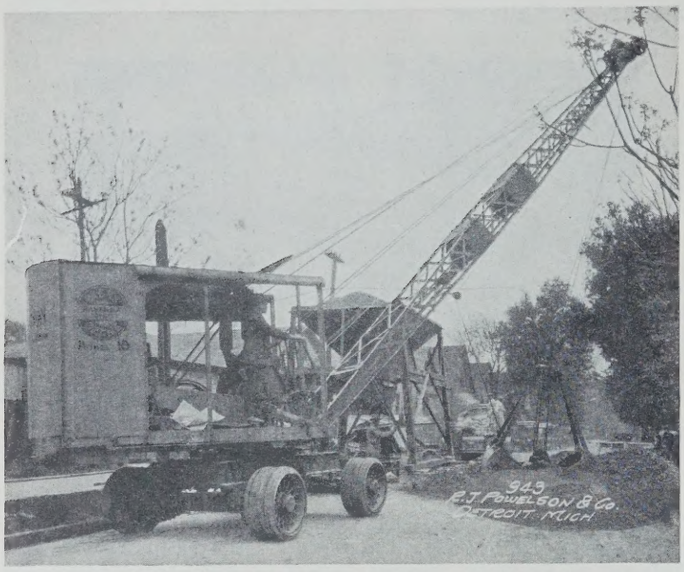


Abb. 2. Autokran (Bauart Byers) mit Greifer bei Straßenbauarbeiten.

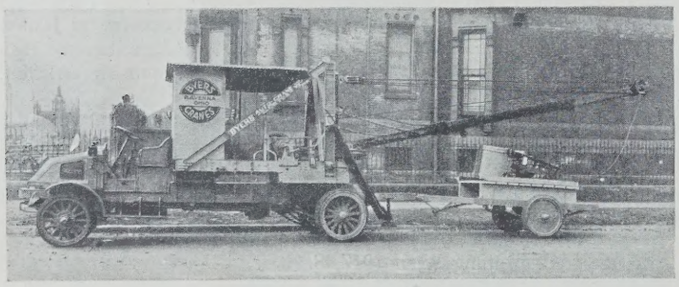


Abb. 4. Greiferkran mit Anhänger auf der Fahrt.

Abb. 3. Autokran beim Einlegen von Rohren (seitliche Schraubstützen aufgestellt).

rohren kann durch die wirksame Mitarbeit dieses Kranes (Abb. 3) der Schaden oft innerhalb kurzer Zeit behoben werden.

Die Sonderbauart der Firma Byers unterscheidet sich von den übrigen Autokranen dadurch, daß in ähnlicher Weise wie bei einzelnen amerikanischen Löffelbaggern der Ausleger nur eine halbe Umdrehung beschreiben kann, während die übrigen Konstruktionen eine volle Umdrehung gestatten. Dies liegt daran, daß bei Byers die vollständige Winde nebst

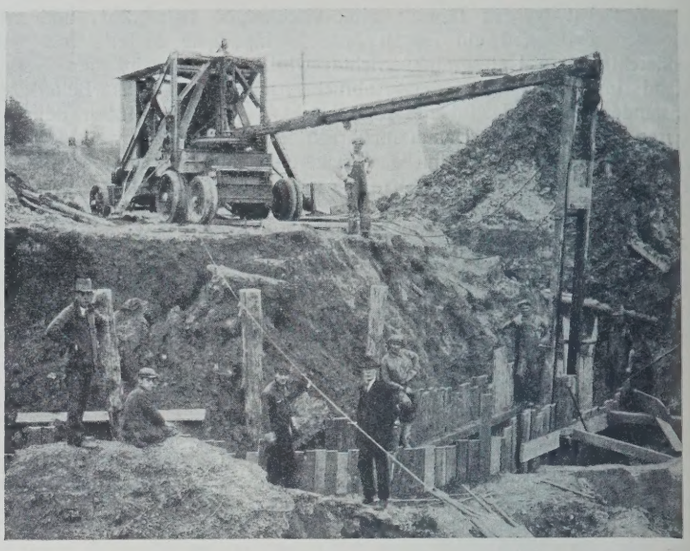


Abb. 5. Autokran (Bauart Byers) beim Einrammen von Pfählen.

Antriebsmaschine fest auf dem Wagenkörper gelagert ist (Abb. 4), wogegen die anderen Firmen die normale Drehkranbauart bevorzugen, bei der die Maschinenplattform um den Königszapfen schwenkbar ist.

Zur Erhöhung der Standfestigkeit des Autokranes, und zwar besonders dann, wenn der Ausleger weit nach der Seite ausgeschwenkt wird, werden Schraubstützen auf die Erde gesetzt, die das Kippmoment beträchtlich vermindern (Abb. 3).

Die Hubgeschwindigkeit beträgt bei der Vollast von 5 t etwa 25 m/Min., bei kleineren Lasten (unter 2 t) etwa 50 m/Min. — Als Antriebsmaschine dient vielfach ein 4-Zylinder-Gasolinmotor (z. B. Hercules), der bis 50 PS entwickelt. — Das Arbeitsgewicht eines normalen Autokranes beträgt etwa 7 t, einschließlich des Gegengewichts.

In gleicher Weise wie für Stückgüter kann der Autokran auch zum Umschlag von Massengütern, wie Sand, Kies, Kohle usw. herangezogen werden. Durchgängig nimmt man sicher arbeitende Einseilgreifer, die ohne erheblichen Zeitverlust an das Hubseil angehängt werden können. Das Fassungsvermögen des Greifers beträgt etwa 0,5 bis 0,6 m³, und beim Umladen aus Eisenbahnwagen lassen sich je nach Hubhöhe und Schwenkwinkel in der Minute etwa zwei bis vier Förderspiele erreichen. Es gibt in den Vereinigten Staaten mehrere Spezialfirmen, die lediglich Greifer im Reihenbau herstellen und auf Grund der langjährigen Erfahrungen auch gute Einseilgreifertypen auf den Markt gebracht haben, wie z. B. Williams (Erie), Hayward (New York) und Blaw-Knox (Pittsburgh).

Während der Fahrt des Autokranes von einem Arbeitsplatze zum nächsten kann der Greifer auf einen kleinen Anhängewagen (Abb. 4) gelegt werden. Ferner kann man an den Kranhaken auch einen Magnet anhängen, um beispielsweise auf dem Werkplatze Schrott oder Stabeisen zu verladen. Naturgemäß ist hierzu das Vorhandensein einer elektrischen Energiequelle Vorbedingung.

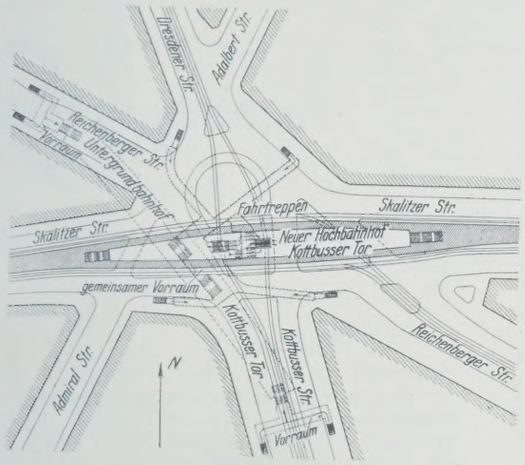
Auch ist eine weitere Umstellungsmöglichkeit dadurch vorhanden, daß sich mit Hilfe einer mitgelieferten Zusatzausrüstung eine Ramme (Abb. 5) herstellen läßt, die leichtere Pfähle einschlagen kann. Aus diesen Beispielen geht hervor, daß der Autokran in den Vereinigten Staaten durch diese Verstellungsmöglichkeiten ein großes Anwendungsgebiet im Baubetriebe hat und zu den mannigfachsten Förderzwecken herangezogen werden kann. Als Hersteller sind die Firmen: The Byers Machine Co. (Ravenna-Ohio), Orton & Co. (Chicago), The Browning Co. (Cleveland), The Universal Crane Co. (Cleveland) und die Harnischfeger-Corp. (Milwaukee) zu nennen. — In Deutschland werden derartige Autokrane u. a. von den Ardeltwerken (Eberswalde) und den Mitteldeutschen Stahlwerken (Lauchhammer) hergestellt.

Außer den vorbeschriebenen amerikanischen Bauarten gibt es noch einige abweichende anderer Firmen. — Häufig kann man den Kranoberteil auf ein mit Raupenbändern ausgestattetes Untergestell aufsetzen, so daß dann eine vollkommene Unabhängigkeit von der Gelände- oder Straßenbeschaffenheit erreicht wird. Die Firma Byers liefert auf Wunsch auch nur die Kranoberteile, die in einfacher Weise auf einen vorhandenen 5-t-Lastkraftwagen befestigt werden können. Die Anschaffung einer derartigen Ausrüstung stellt sich daher verhältnismäßig billig, so daß auch kleinere Bauunternehmer sich dieses Fördermittels bedienen können. Zur Bedienung ist nur ein Mann nötig, der beim Fördern als Kranführer und während der Fahrt als Kraftwagenführer tätig ist. Es steht zu erwarten, daß diese praktischen und leicht beweglichen Autokrane auf Grund ihrer vielseitigen Verwendbarkeit im Baubetriebe noch mehr Verbreitung als bisher finden werden.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Februar ausgegebene Heft 4 (1 R.-M.) enthält u. a. folgenden Beitrag: Neuere Arbeiten des Architekten Emil Schuster, Berlin.

Eröffnung der II. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. Am 12. Februar wurde die im Mai 1926 begonnene II. Teilstrecke Schönleinstraße—Cottbusser Tor der sogen. „G.N.-Bahn" dem Verkehr übergeben. Sie schließt sich nach Norden an die seit dem 17. Juli 1927 im Betriebe befindliche Strecke Boddinstraße—Schönleinstraße[1]) an. Mit der Inbetriebnahme dieser Teilstrecke wird der Anschluß an die Ostwestlinie des Hochbahnnetzes erreicht und für den Berliner Südosten eine neue Schnellbahnverbindung mit dem Osten und Westen geschaffen. Die neue Strecke, deren Tunnelbauten von der Siemens-Bau-Union ausgeführt wurden, ist 660 m lang und enthält als bemerkenswertes Bauwerk die Kreuzung des Landwehrkanals an der Cottbusser Brücke. Dieser Bauabschnitt wurde so beschleunigt durchgeführt, daß der Schiffahrtverkehr auf dem Landwehrkanal nur für 4 Monate eingestellt zu werden brauchte.



Da der rd. 140 m lange Bahnhof Cottbusser Tor voraussichtlich einen lebhaften Umsteigeverkehr bekommen wird, so ist sein Bahnsteig in 14 m Breite ausgeführt worden. Zwei Reihen starker Zwischenstützen, die leider die Übersichtlichkeit des Raumes etwas behindern, waren erforderlich, weil mehrere Wohnhäuser unterfahren werden mußten. Der alte Hochbahnhof wird durch einen neuen, genau über dem Untergrundbahnhof liegenden Bahnhof ersetzt werden, der dem zu erwartenden Umsteigeverkehr gewachsen sein wird. Die Verbindung zwischen dem Hochbahnhof (S.-O. = + 41,30) und dem Untergrundbahnhof (S.-O. = + 27,50) wird durch Fahr- oder Rolltreppen vermittelt werden.

Den Umbau der Hochbahn hofft man in etwa einem Jahre fertigzustellen. Bis dahin müssen die Umsteigenden über die Straße gehen. Eine besondere Kontrolleinrichtung mit einer Umstempelung der Fahrkarten stellt das Umsteigen sicher, ohne daß es im Sinne der Fahrkarte als „neues Umsteigen" gilt.

Der Platz am Cottbusser Tor (s. die Abb.) wird infolge der Anlage der Zugänge und der Verschiebung des Hochbahnhofes (nach Westen) eine durchgreifende Veränderung erfahren. Der neue Untergrundbahnhof erhält nämlich am Südende einen Zugang in der Cottbusser Straße, am Nordende einen Zugang in der Reichenberger Straße. An beiden Stellen liegen die Treppen in den Bürgersteigen. Später kommen auf dem umgestalteten Platz vier weitere Zugänge hinzu, die zu einem gemeinsamen Vorraum führen, von dem aus die Bahnsteige der Untergrundbahn und der Hochbahn zu erreichen sind.

Für die Stromversorgung der Strecke Boddinstraße—Cottbusser Tor gilt das in der „Bautechnik" 1927, Heft 34, S. 484 Gesagte.

Die Bahnanlagen wurden am 11. Februar von den dazu geladenen Vertretern der Presse besichtigt. Ls.

Saalebrücke bei Alsleben. Der Bau der neuen Straßenbrücke über die Saale bei Alsleben wurde auf Grund eines beschränkten Wettbewerbs der Firma Dyckerhoff & Widmann A.-G. nach deren Entwurf übertragen.

Die ganz in Eisenbeton auszuführende Brücke überspannt die Saale und deren Uferstraßen von Alsleben nach Mukrena mit zwei Dreigelenkbogen von je 25 m l. W., woran sich die Hauptöffnung von 68 m Spannweite anschließt, deren Überbau aus einem Zweigelenkbogen mit angehängter Fahrbahn besteht. Den Anschluß an die Mukrenaer Rampe gewinnt die Brücke durch drei weitere kleinere Bogen von je 9 m l. W. Die Fahrbahn ist 6 m, die zwei Fußwege sind je 1,50 m breit.

Der Bau der Alslebener Brücke löst eine brennende Verkehrsfrage durch Herstellung eines festen Saaleüberganges für die von Leipzig-Halle nach dem Harz und dem Norden ausstrahlenden Straßen. Das ansprechende Brückenbild fügt sich vorteilhaft in die Saalelandschaft ein.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 34, S. 484.

Geheimrat Fr. Engeßer 80 Jahre alt. Vor kurzem beging der rühmlich bekannte badische Statiker und Brückenbauer Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Friedrich Engeßer seinen achtzigsten Geburtstag. Als Miterbauer der Schwarzwaldbahn hat er die Brücken bei Hausach, Gutach und Hornberg geschaffen. An der Technischen Hochschule Karlsruhe wirkte er als hochgeschätzter Lehrer von 1885 bis 1915; seine Vorlesungen umfaßten die Gebiete der Statik des Brückenbaues (hauptsächlich der eisernen Brücken) und des Eisenbahnbaues. Von seinen fachwissenschaftlichen Werken sind besonders bekanntgeworden: „Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken" und „Die Theorie und Berechnung der Bogenfachwerkträger ohne Scheitelgelenk". Im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn ist u. a. erschienen sein Buch „Die Berechnung der Rahmenträger mit besonderer Rücksicht auf die Anwendung" (2. Auflage 1919). Ls.

Erweiterung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel, Berlin. Die rühmlich bekannte Preußische Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, die auf der Schleuseninsel im Tiergarten vom Staate als Forschungsstätte eingerichtet und 1913 in Betrieb genommen wurde, steht vor umfassenden baulichen Veränderungen. Den Anlaß hierzu gab eigentlich die von der Reichsbahn durchgeführte Verstärkung der Stadtbahnbogen, in denen die Werkstätten der Versuchsanstalt untergebracht waren. Die Reichsbahn zahlte für die aus Räumung und mehrfachem Umzug erwachsenen Schwierigkeiten eine Entschädigung, die nun zusammen mit einem Kostenzuschuß des preußischen Staates die längst geplante Erweiterung ermöglicht. In der Hauptsache handelt es sich nach der „Neuen Zeit" um die Verlängerung der Schleppprinne um 40 m auf insgesamt 150 m, um den erhöhten Anforderungen, die man heute an die Schleppgeschwindigkeit stellt, genügen zu können. Rechts und links der die Schleppprinne umschließenden Halle werden die Gebäude der Wasserbauversuchsanstalt auf 70 m verlängert. Werkstatthallen von derselben Länge, mit Einrichtungen für Metall- und Holzbearbeitung, werden an die Stelle der früher in den Stadtbahnbogen untergebrachten einfachen Werkstätten treten. Die Bogen werden nur als Lager Verwendung finden. Durch den Ausbau wird die Schleuseninsel eine erhebliche Verlängerung nach der Charlottenburger Brücke zu erfahren. Eine ähnliche Anstalt, die sich bei Dresden befand, ist eingegangen, nur in Hamburg befindet sich noch die „Rheinische Schiffsbauversuchsanstalt", die von einem Konsortium von Reedereien und Schiffsbaugesellschaften betrieben wird.

Die Tore der Raffelberg-Schleuse bei Mülheim a. d. Ruhr. In meinem Handbuch des Wasserbaues (2. Auflage, S. 1124; 3. Auflage, S. 1145) habe ich mitgeteilt, daß die daselbst veröffentlichten und beurteilten Entwürfe von Walzentoren für die Schiffahrtschleuse in der Ruhr bei Mülheim — die Raffelberg-Schleuse — demnächst zur Ausführung gelangen würden. Das bedarf einer Richtigstellung, da nicht, wie in der Tat anfänglich beabsichtigt, Walzentore, sondern im Oberhaupt ein Klapptor und im Unterhaupt ein Schiebetor eingebaut sind.

Hierfür sind, wie mir von zuständiger Seite mitgeteilt ist, hauptsächlich Erwägungen finanzieller und ästhetischer Art — die Schleuse sollte mit Rücksicht auf das Landschaftsbild am Soolbad Raffelberg von hohen Aufbauten frei gehalten werden — maßgebend gewesen. Den ästhetischen Bedenken — es handelt sich dabei für mich um heimatlichen Boden — kann ich mich nicht anschließen, und wenn auch die Tore auf Grund der Erfahrungen am Rhein-Herne-Kanal für Schleusen im Bodensenkungsgebiet gewählt worden sind, so würden doch Walzentore gerade im Bodensenkungsgebiet gegenüber den ausgeführten Toren erhebliche Vorteile geboten haben, da hier eine möglichst gedrungene Form der Schleusenhäupter erwünscht ist, während beim Klapptor die erforderlichen Umläufe und die Schwächung der Sohle durch die Tornischen ebenso nachteilig wirken wie beim Schiebetor die Verbreiterung des Hauptes durch die Torkammern.

Vermutlich deshalb hat man am Lippe-Seitenkanal Hubtore ausgeführt, die allerdings nicht, wie Walzentore, unmittelbar zur Füllung der Schleuse benutzt werden, sondern vielmehr mit eingebauten Schützen versehen sind. Hubert Engels.

Schraubenpfähle und ihre Berechnung. Im Dezemberheft 1927 von La Technique des Travaux berichtet Prof. Vierendeel, Löwen, u. a. auch über die Schraubenpfähle.[1])

Hiernach sind die Schraubenpfähle eine Erfindung des englischen Ingenieurs Mitchell aus dem Jahre 1835. Sie ermöglichen eine sparsame und standsichere Gründung in wenig tragfähigen Bodenschichten wie Schlick, Triebsand u. dergl., namentlich auch unter Wasser, wenigstens bis in Tiefen von 8 bis 9 m. Ihre Eindringungstiefe hängt von der Reibung im Boden ab, übersteigt in der Regel 5 m nicht, geht aber z. B. bei der Gründung eines Hafendammes in Delaware bis zu 9 m.

Die Form der Schraube wechselt nach der Bodenart, sie hat bei widerstandsfähigen Schichten wie z. B. Kiessand konischen Schaft, nicht allzu breites Schraubenblatt und bis zu 3 Gängen (Abb. 1). Bei weichem Boden hat der Schaft zylindrische Gestalt, die Schraube nur 1 bis 1½ Gänge und sehr breites Blatt, um möglichst viel Reibungsfläche zu finden (Abb. 2). Bei losem Sand kann man Hohlpfähle verwenden, was das Einbringen erleichtert: Die Schraube hat hier in der Regel ebenfalls nur 1 Gang (Abb. 3).

[1]) Vergl. u. a. „Werft, Reederei, Hafen" 1927, Heft 16: Eiserne Strombollwerke.

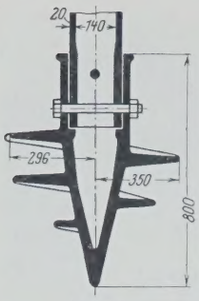


Abb. 1.

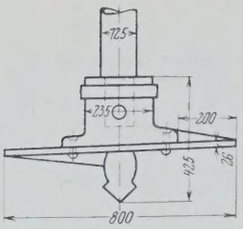


Abb. 2.

Abb. 3.

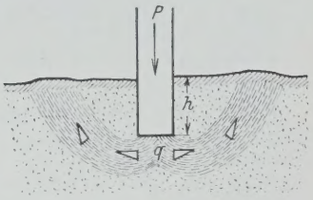


Abb. 4.

Was die Berechnung der Standsicherheit solcher Schraubenpfahl-Gründungen anbelangt, so lassen sich diese rein schematisch als eine Gründung auf kreisförmiger Platte in der Tiefe h auffassen, auf der ein schlanker, aus dem Boden herausragender und mit einem Überbau verbundener Stiel aufruht (Abb. 5a). Es handelt sich bei diesem System also um ganz andere Verhältnisse als etwa bei der Gründung auf massiven Mauerpfeilern oder den sonst üblichen Pfählen. Der Boden wird weder senkrecht wie bei den ersteren, noch seitlich wie bei den letzteren zusammengepaßt, die Ermittlung der Standsicherheit wird also eine völlig andere sein müssen: Die Schraubenplatte erzeugt beim Eindringen kein seitliches Fließen der Bodenelemente wie bei massiven Gründungsträgern

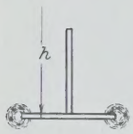


Abb. 5a.

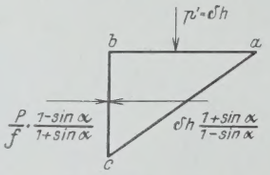


Abb. 5b.

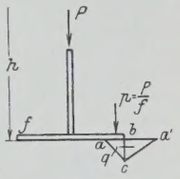


Abb. 5c.

(Abb. 4), weil sie sich den notwendigen Hohlraum stets gleichzeitig selbst schafft und die Bodenelemente sie sofort wieder umschließen. Da mit anderen Worten das Eindringen eines Schraubenpfahles nichts als eine vorübergehende Bewegung des Bodens am Umfange des Blattes hervorruft (Abb. 5a), ergeben sich nachstehende Folgerungen:

Nach Abb. 5b sei eine Platte von der Größe f insgesamt durch eine Last P, für die Flächeneinheit also mit $\frac{P}{f}$ belastet; an ihrem Rande sei das unendlich kleine Bodenprisma $a\,b\,c$ gedacht, dessen Stabilität hier offenbar am gefährdetsten, also maßgebend für diejenige der ganzen Platte ist. Die Ebene $b\,a$ dieses Bodenprismas ist je Flächeneinheit mit $p = \frac{P}{f}$ belastet und übt auf die Ebene $b\,c$ des benachbarten Prismas $a'\,b\,c$ je Flächeneinheit den Druck $q = \frac{P(1-\sin\alpha)}{f(1+\sin\alpha)}$ aus, worin α wohl der Dreieckwinkel bei a (Abb. 5b) sein soll. (In der Quelle fehlt die erforderliche Angabe.)

Die Beanspruchung des Nachbarprismas $a'\,b\,c$ ist in Abb. 5c dargestellt: Auf seine Ebene $b\,c$ wirkt — wie gesagt — der Druck q, auf der Ebene $b\,a'$ trägt es das Gewicht des Bodens, das für die Flächeneinheit mit $p' = \delta\,h$ angenommen sei.

Das zweite Bodenprisma $a'\,b\,c$ weicht vor dem ersten Prisma $a\,b\,c$ zurück und rutscht über den Plattenrand b in den darunter entstehenden Hohlraum; jedoch erst, nachdem es auf die benachbarten Bodenschichten bis zur Höchstgrenze gedrückt hat; sein größter Widerstand ist also durch die Formel $q = p \cdot \frac{1+\sin\alpha}{1-\sin\alpha}$ auszudrücken. Die schließliche Beanspruchung des Prismas $a'\,b\,c$ ist in Abb. 5c dargestellt, und für die Tragfähigkeit des Schraubenpfahles ergibt sich die Gleichung

$$\frac{P}{f} \cdot \frac{1-\sin\alpha}{1+\sin\alpha} = \delta\,h \cdot \frac{1+\sin\alpha}{1-\sin\alpha}$$

oder

$$P = \delta\,h\,f\left(\frac{1+\sin\alpha}{1-\sin\alpha}\right)^2,$$

wobei nach Vierendeel für die Ausführung mit der Sicherheitsziffer 3 zu rechnen sein wird. Ki.

Eine ungewöhnliche Vereinigung von Abwasser- und Regenwasserkanal wird in Eng. News-Rec. vom 10. November 1927 von J. E. Brown aus Kansas City (Missouri) gemeldet, wo dank der in Abb. 1 u. 2 dargestellten Anordnung die Abführung der Schmutzwässer in einer Tonrohrleitung ohne neuen Landerwerb dadurch ermöglicht wurde, daß diese auf eine Strecke von 1365 m mittels Eisenbetonkonsolen an einen Regensammelkanal aus Beton angeschlossen wurde.

Bei dem letzteren handelt es sich um den Gooseneck-Sammler, der zum größten Teil im Bett des gleichnamigen Creeks geführt ist und dessen Betonierung in der „Bautechnik" 1926, Heft 30, auf S. 448 beschrieben wurde. Bei seiner Herstellung war zunächst auf die Möglichkeit einer Vereinigung nicht Bedacht genommen, es wurden vielmehr erst mehrere Monate nach dem Ausschalen die Anschlüsse und Ankerbolzenlöcher für seitlich angeordnete Eisenbetonkonsolen mittels Druckluft-hammers ausgestemmt und auf diese die 52 und 60 cm weiten Tonrohre aufgelagert. Deren Stöße wurden mit Standardzementmörtel gedichtet, die in Abb. 1 sichtbaren Revisionsbrunnen wurden mit Betonunterbau und Backsteinaufmauerung, ebenfalls im Anschluß an die Betonwandung des Regensammlers in ziemlich kleinen Abständen hergestellt. Die Hinterfüllung wird erst später stattfinden, wenn bei den weiteren Regulierungsarbeiten am Creek genügend Schütterde gewonnen ist. Bis dahin bleibt die ganze Anlage in der dargestellten Form unbedeckt und den Einflüssen der Witterung ausgesetzt. Ki.

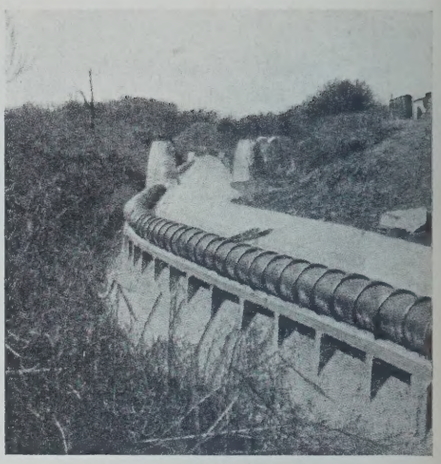


Abb. 1.

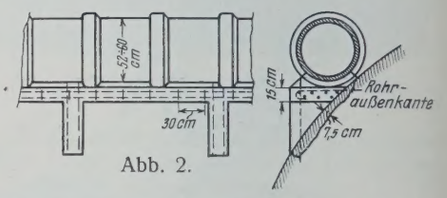
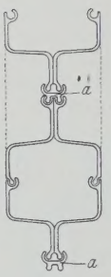


Abb. 2.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Spundwand aus kastenförmig zusammengefügten Profileisen. (Kl. 84 c, Nr. 449 668 vom 16. 2. 1924 von Ferdinand Rauwald in Essen, Ruhr.) — Die Verbindung der Bohlen untereinander geschieht durch die bei einfachen Spundwänden bekannten Schloßriegel a, und die zu einer Kastenform vereinigten Profileisen werden in den Schloßriegeln lose gegeneinander geführt. Die Kasten können nach der Rammung mit Beton verfüllt werden. Undichtigkeiten werden dabei verhütet, da durch Rost und die beim Rammen eindringende Erde eine gute Abdichtung eintritt.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Dr. jur. Bürger, Mitglied der R. B. D. Magdeburg, nach Münster (Westf.) zur Wahrnehmung der Geschäfte eines Abteilungsleiters bei der dortigen R. B. D., die Reichsbahnräte Dr. jur. Wehde, Mitglied der R. B. D. Altona, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Erfurt, Blank in Köln als Kassenrat zur R. B. D. Trier unter gleichzeitiger Bestellung zum Leiter des dortigen Prüfungsamts, Rühling, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum R. B. A. Weiden (Opf.), Ehrenberg, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Wesel, zur R. B. D. Trier, Brzozowski, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Flensburg 1, zum R. B. A. Essen 1 und Ludolf Meiler in München nach Nürnberg als Leiter einer Abteilung beim dortigen R. A. W.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Grandpierre vom R. B. A. Essen 1 zur R. B. D. Essen, Eitel vom R. B. A. Köln 1 zur R. B. D. Köln, Elling von der R. B. D. Köln zum R. B. A. Köln 1 und Dr.-Ing. Frohne vom Reichsbahn-Neubauamt Dresden Altstadt zur R. B. D. Dresden sowie der Reichsbahnbaumeister Weyher von der R. B. D. Berlin zum R. B. A. Berlin 2.

Beauftragt: der Direktor bei der Reichsbahn Sarrazin in Münster (Westf.) mit der Wahrnehmung der Geschäfte des Viezepräsidenten bei der R. B. D. Münster (Westf.).

Gestorben: Reichsbahnoberrat Ernst Bühler, Werkdirektor des R. A. W. Kaiserslautern und Reichsbahnrat Fabarius, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Kassel.

INHALT: An unsere Leser. — Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein. — Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.). — Versuche über die Durchquellung von Dämmen aus durchlässigem Material mit und ohne Dichtungsschicht. — Die Autokrane im amerikanischen Baubetriebe. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Eröffnung der II. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. — Saalebrücke bei Alsleben. — Geheimrat Fr. Engeßer 80 Jahre alt. — Erweiterung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau auf der Schleuseninsel, Berlin. — Die Tore der Raffelberg-Schleuse bei Mülheim a. d. Ruhr. — Schraubenpfähle und ihre Berechnung. — Eine ungewöhnliche Vereinigung von Abwasser- und Regenwasserkanal. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 9. März 1928 — Heft 10

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Erzumschlaganlage im Stettiner Hafen.

Von Magistratsbaurat **Schulze**, Stettin.

I. Allgemeines.

Die Erzeinfuhr über Stettin betrug im Jahre 1913 rd. 1 750 000 t. In der Nachkriegszeit sanken die Ziffern im Zusammenhange mit der allgemeinen Wirtschaftskrise und als Folge der durch die veränderten politischen Grenzen einsetzenden Abwanderung des Erzverkehrs nach anderen Häfen. Um die Stellung Stettins in dem sich entwickelnden Wettbewerb zu wahren und zu festigen, bewilligte die preußische Staatsregierung, als Gesellschafter der Stettiner Hafengemeinschaft, im Jahre 1924 die Mittel zum Ausbau eines besonderen Erzkais im Reiherwerderhafen.

Im Winter 1924 wurde südlich der in den Jahren 1916 bis 1919 erbauten, mit einem 30-t-Kohlenkipper und vier Verladebrücken von 5 t Tragfähigkeit ausgerüsteten Massengutumschlaganlage mit dem Bau der neuen Erzumschlaganlage begonnen. Sie ist im Mai 1927 nach einer Bauzeit von $2^1/_2$ Jahren fertiggestellt worden und umfaßt im wesentlichen drei 15-t-Verladebrücken, die zugehörigen Bunker, eine Kaimauer, ein leichtes Bohlwerk von 40 m Länge, die Fundamente für die Fahrschienen der Brücken und Bunker, eine 13 m lange Schiebebühne von 85 t Tragfähigkeit, eine endlose Seilanlage, ein Dienst- und Wohngebäude und die erforderlichen Gleisanlagen. Abb. 1 zeigt den Lageplan, Abb. 2 einen Querschnitt. Die Gleisanlage zweigt nördlich der Altdammer Straße von den Zuführungsgleisen zur alten Massengutumschlagstelle ab. Der neue Ordnungsbahnhof enthält vier Gleise — ein Einfahrt- und ein Ausfahrtgleis von je 660 m Nutzlänge,

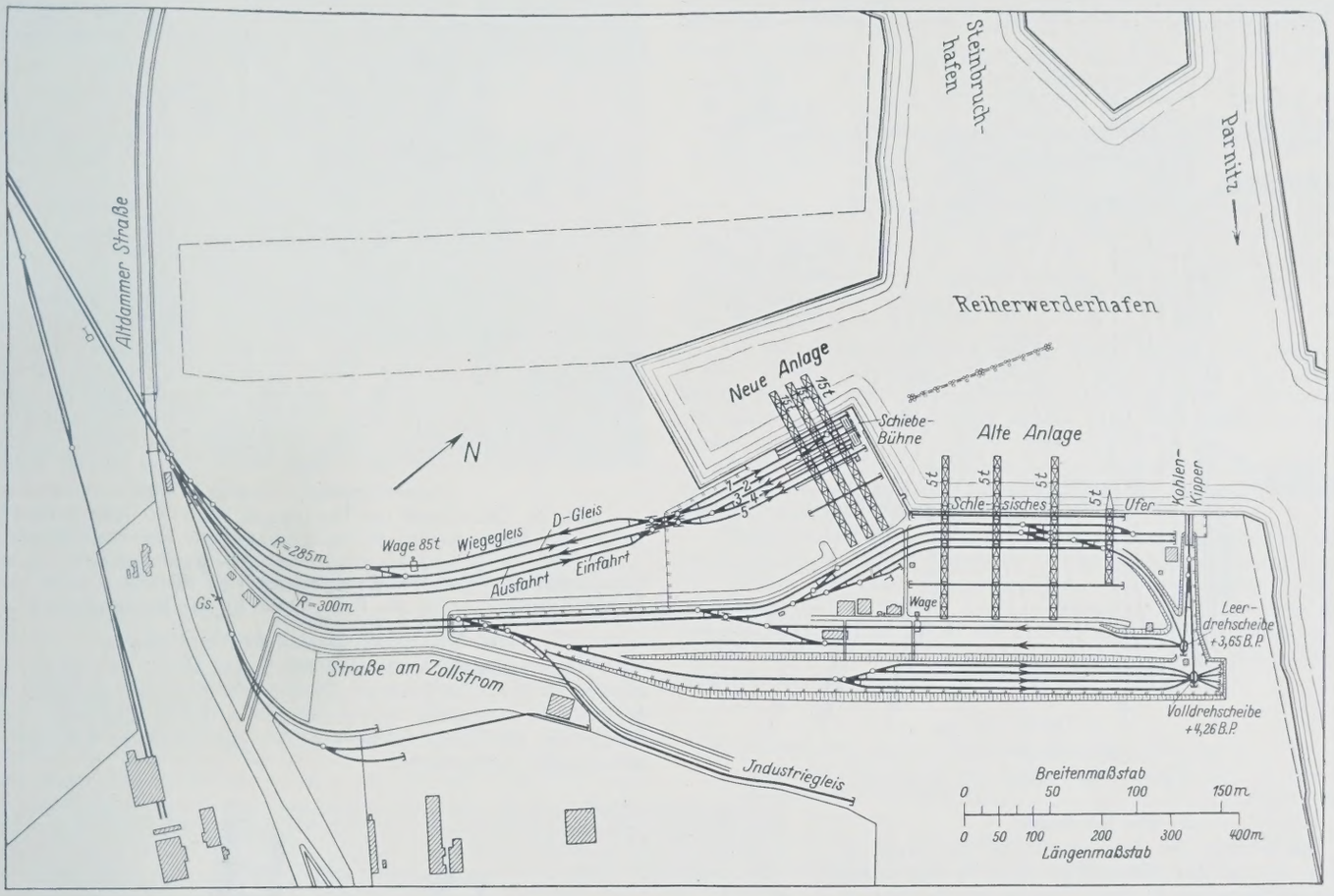


Abb. 1. Lageplan des Reiherwerderhafens.

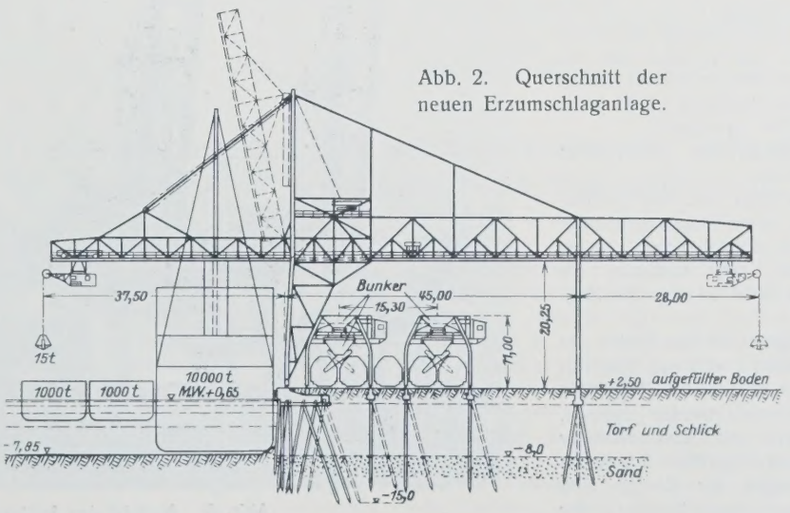


Abb. 2. Querschnitt der neuen Erzumschlaganlage.

ein Durchfahrt- und ein Wiegegleis; unter den Brücken sind fünf Gleise angeordnet, von denen die drei wasserseitigen am Nordende durch eine Schiebebühne verbunden sind. Um beim Arbeiten der drei Verladebrücken von der rechtzeitigen Stellung der Eisenbahnwagen bis zu einem gewissen Grade unabhängig zu sein, ist für jede Verladebrücke ein fahrbarer Bunker beschafft, der im oberen Behälter, dem Hauptbunker, 200 t Erz aufnehmen kann; unter diesem ist ein zweiter Behälter, der Wiegebunker, eingebaut, in den aus dem Hauptbunker die den Ladefähigkeiten der zu beladenden

Wagen entsprechenden Erzmengen zur Verwiegung abgelassen werden. Nach der Verwiegung fällt das Erz aus dem Wiegebunker mittels zweier beweglicher Schurren in den Wagen.

Die Leerwagen werden auf den Gleisen 1, 2, 4 und 5 aufgestellt. Auf Gleis 1 und 2 arbeiten die beiden nördlichen Brücken; die beladenen Wagen werden mit endlosem Seil, das während der Betriebsdauer unbelastet eine Geschwindigkeit von 0,06 m/Sek., belastet und sich selbsttätig einschaltend eine solche von 0,70 m/Sek. hat, auf die Schiebebühne gezogen und dann wieder mit dem endlosen Seil im Rücklaufgleis 3 aufgestellt. Die südliche Brücke arbeitet auf die Gleise 4 und 5; nördlich dieser Brücke verbleibt in jedem dieser beiden Gleise eine nutzbare Gleislänge von etwa 90 m. Sobald diese Länge auf einem der beiden Gleise mit beladenen Wagen besetzt ist — die Bewegung geschieht ebenfalls mit endlosem Seil —, wird der beladene Wagenzug mit der Lokomotive in das Ausfahrtgleis gefahren und ein neuer Leerwagenzug eingesetzt. Während dieses Wechsels arbeitet die dritte Brücke auf das andere Gleis. Gleisanlagen, Schiebebühne und die Gleiswaage, die nur bei Versagen eines Wiegebunkers benutzt werden soll, sind für den Verkehr mit Großraumwagen von 85 t Gesamtgewicht gebaut; der Oberbau besteht aus Schienen 6 e auf Holzschwellen, auf je 12 m Schienenlänge sind 20 Schwellen angeordnet.

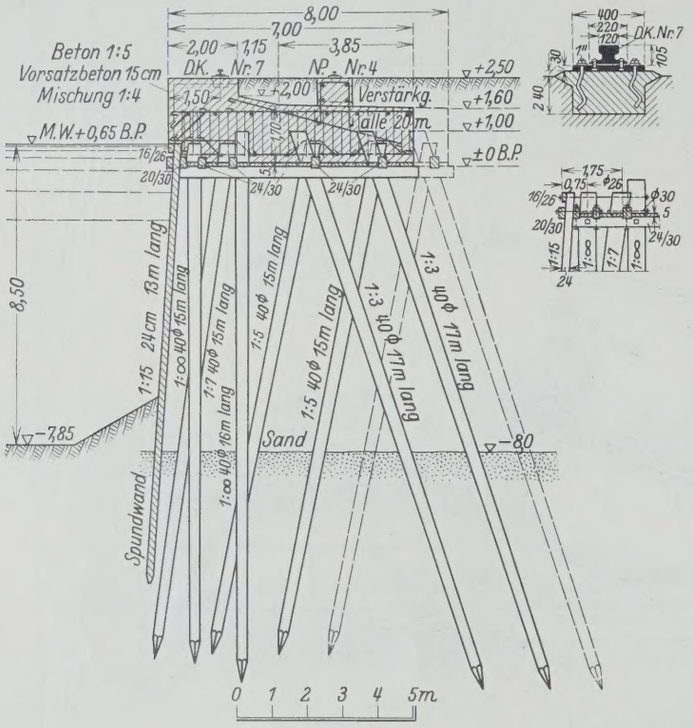


Abb. 3. Querschnitt der Kaimauer.

II. Die Kaimauer.

Abb. 3 zeigt den Querschnitt der im Wasser erbauten und nachher hinterfüllten 131,5 m langen Kaimauer auf hölzernem Pfahlrost; Pfahllängen 15 bis 17 m, Pfahldurchmesser im Mittel 40 cm. Von den 131,5 m entfallen auf die nördliche Flügelmauer 10 m.

Die Festigkeitsuntersuchung berücksichtigt an wagerechten Kräften den Erddruck mit 2 t/m² Auflast, den von den Brücken und den wasserseitigen Bunkern herrührenden Schub mit 3 t und einen Zug am Poller mit 3,3 t je m Mauer. Es wurden zwei Grenzfälle untersucht:

1. Belastungsfall: Mauer hinterfüllt, wagerechter Pollerzug, hinter der Mauer Auflast.

2. Belastungsfall: Mauer belastet mit den größten Stützendrücken (53 t/m) zweier nebeneinanderstehender Brücken und zweier nebeneinanderstehender Bunker (27 t/m), dazu alle wagerechten Kräfte wirksam. Es ergab sich: größte Druckkraft im Pfahl 40 t, größte Zugkraft 21 t.

Zur Erhöhung der Standfestigkeit ist die Breite der Mauer an sechs Stellen nach hinten von 7 auf 8 m vergrößert, so daß in den Vorlagen je drei weitere Zugpfähle und je zwei Druckpfähle untergebracht werden konnten.

Die Rammungen geschahen mit schwimmender Ramme. Die Pfähle stehen durchschnittlich 5,5 m im tragfähigen Boden. Das Einbringen der Zangen und Holme nach Absenken des Wasserspiegels innerhalb der Baugrube um rd. 1 m bot keine besonderen Schwierigkeiten. Da der Betonkörper mit Eiseneinlagen stark bewehrt ist, wurde mit Gußbeton gearbeitet. Gewählt war ein Mischungsverhältnis: 1 R.-T. Eisenportlandzement: 0,5 R.-T. Traß: 5 R.-T. Kiessand. Die Sichtflächen haben eine 10 cm starke Verblendung mit Vorsatzbeton 1 : 4 erhalten. Die Rückenflächen sind mit doppeltem Inertolanstrich versehen.

Die Mauer ist mit Fendern, drei Leitern, drei Pollern und Anbinderingen ausgerüstet. Die Fender aus Eichenholz sind in 10 m, die mit Schäkeln befestigten Ringe in 20 m Abstand angeordnet.

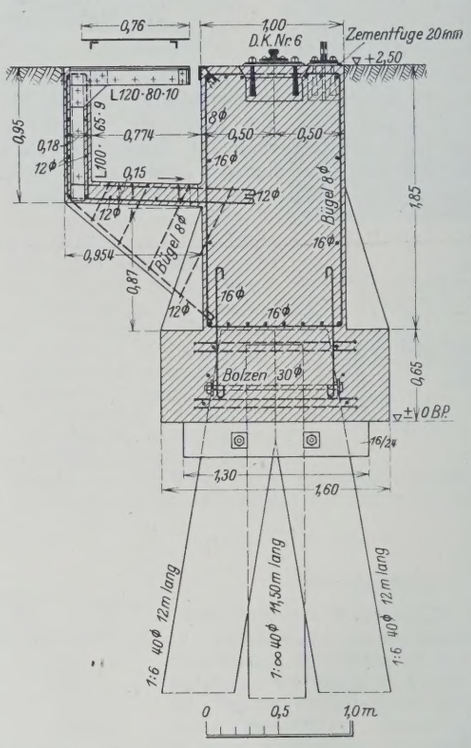


Abb. 4. Querschnitt des Fundaments für die landseitige Kranschiene.

Die Mauer hat in der Mitte eine stumpfe Trennungsfuge erhalten. Sie ist durch die Allgemeine Häuserbau A.-G., Abteilung Stettin, hergestellt worden.

III. Die landseitigen Kranschienen- und Bunkerschienenfundamente.

Abb. 4 zeigt den Querschnitt des Fundaments für die landseitige Kranschiene, das gleichzeitig den auf Konsolen gelagerten Schleifleitungskanal trägt. Mit Rücksicht auf die bei einseitiger Beschüttung der Lagerflächen auftretenden größten Pfahlbelastungen wurden Pfahlböcke in 1,5 m Entfernung und dazwischen ein Lotpfahl gerammt. Die Unverschieblichkeit der Pfahlböcke ist durch vier um die keilig bearbeiteten Pfahlköpfe in den Beton gelegte Eisenbügel gesichert. Der Betonkörper ist, um bei ungleichmäßigen Setzungen Risse möglichst zu vermeiden, stark bewehrt. Ähnlich ausgebildet sind die Fundamente für die Bunkerschienen.

IV. Die Erzverladebrücken und Bunker.

Das System der Verladebrücken ist aus Abb. 2 zu ersehen; s. auch die Abb. 5 u. 6. Die Höhe von 20,25 m über S.-O. war erforderlich wegen der unter den Brücken arbeitenden 10 m hohen Erzbunker. Für die Berechnung der Eisenbauteile (St 37) waren folgende zulässige Beanspruchungen vorgeschrieben:

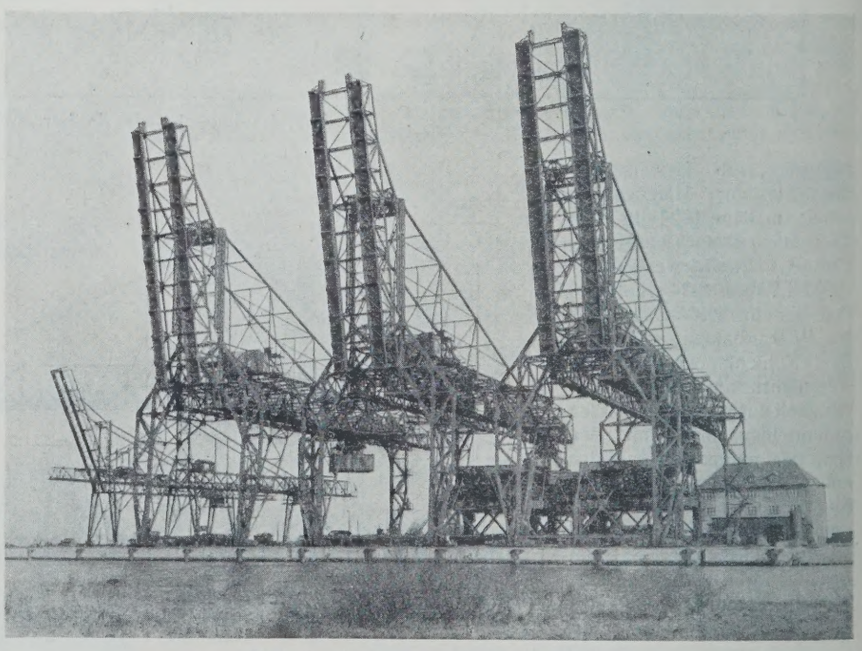


Abb. 5. Ansicht des fertigen Erzkais.

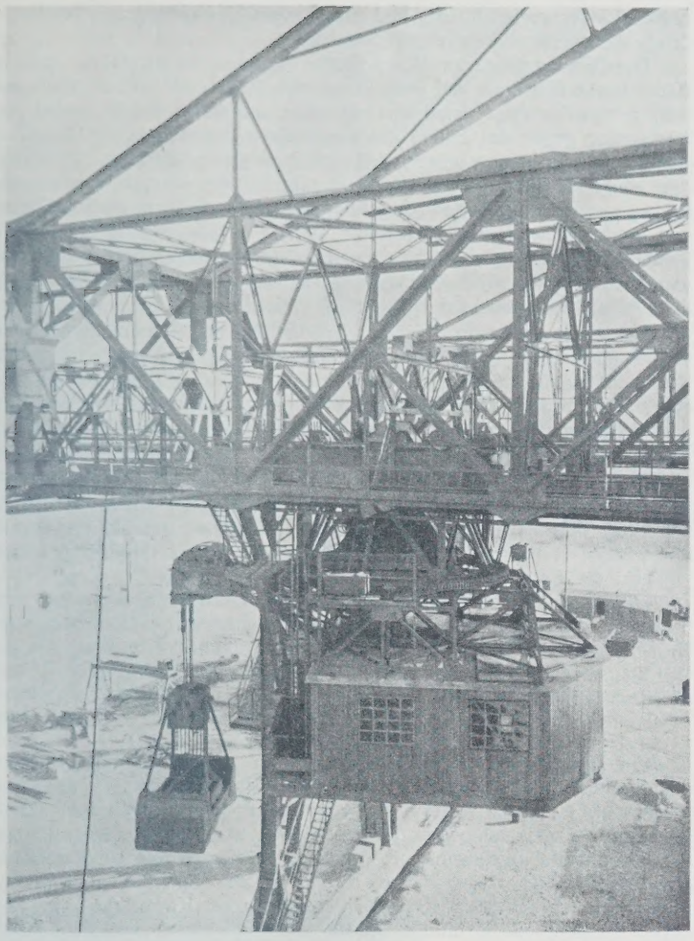


Abb. 6. Drehlaufkatze.

für die Fahrbahnteile 1000 kg/cm²,
„ „ Hauptträger ohne Berücksichtigung der Zusatzkräfte 1200 kg/cm²,
„ „ Hauptträger mit Berücksichtigung der Zusatzkräfte 1400 kg/cm².

Zu berücksichtigen waren: Eigengewicht, Katze mit Nutzlast (Greifer und Inhalt) von 15 t, Winddruck im Betrieb mit 75 kg/m², Winddruck außer Betrieb mit 250 kg/m², Bremskräfte beim Katzen- und Brückenfahren mit 15% des Gesamtgewichts der Katze bezw. der Brücke, Seitenstöße der Katze mit 8% der Raddrücke und Voreilen einer Stütze; nachzuweisen war auch der Einfluß schräg einfallenden Windes. Die Pufferkonstruktion am Ende der Katzenfahrbahn ist unter der Annahme, daß die eingebaute Endausschaltung versagt, für den vollen Stoß der nicht abgebremsten Katze mit Nutzlast bemessen. Das Gewicht einer Brücke beträgt ohne Berücksichtigung der Katze und des Bohlenbelages der Gehstege 552 t.

Es waren folgende Geschwindigkeiten vorgeschrieben:

für das Brückenfahren gegen Wind von 30 kg/m²	20 m/Min.,
„ „ Katzenfahren	140 m/Min.,
„ „ Auslegereinziehen	8 Min.,
„ „ Heben	60 m/Min.

Das Drehen der Katze sollte $2^1/_2$ mal in der Minute möglich sein.

An Motoren sind für jede Brücke vorhanden:

2 Katzenfahrmotoren	47,5 PS gekapselt,
1 Drehmotor	19,0 PS gekapselt,
2 Hubmotoren je	125,0 PS offen (Derimotoren),
1 Schließmotor	125,0 PS offen (Derimotor),
1 Brückenfahrmotor	163,0 PS gekapselt,
1 Einziehmotor	70,7 PS.

Alle vier Stützenfüße der Brücken werden angetrieben.

Die Drehlaufkatzen haben einen Ausleger von 5,5 m, ihr Gewicht ohne Greifer beträgt 79 t; die vier Laufräder haben Rollenlager und Stahlbandagen. Das Hubwerk besteht aus einem Zweitrommelwindwerk, bei dem die beiden Trommeln durch ein System von ineinanderlaufenden Stirnrädern derart miteinander verbunden sind, daß ein gleichzeitiges Bewegen der beiden Trommeln mit Hilfe der Hubmotoren zum Heben des Greifers und ein getrennter Antrieb der Hubtrommel durch den Schließmotor zum Öffnen oder Schließen des Greifers möglich ist. Das Rädergetriebe liegt in einem geschlossenen Stahlgußkasten vollkommen unter Öl. Sämtliche Greiferbewegungen geschehen ausschließlich durch Betätigung der Steuerhebel für die Hubmotoren und den Schließmotor. Zu jeder Brücke gehören je ein Erzgreifer von 2,25 m³ und von 3 m³ Fassungsvermögen. Als stündliche Mindestleistung war vorgeschrieben:

aus dem Schiff in Eisenbahnwagen 120 t,
aus dem Schiff in Leichter 180 t.

Die Verladebrücken sind geliefert von der inzwischen mit der Demag vereinigten Maschinenfabrik Tigler in Duisburg-Meiderich.

Bezüglich der Bunker ist unter I das Wesentlichste gesagt. Die Richtlinien für ihre Ausbildung waren von der Stettiner Hafengemeinschaft aufgestellt. Für die Verschlüsse des Hauptbunkers dienen Schwingschieber, für diejenigen der Wiegebunker herunterklappbare Schurren. Die Verschlüsse werden elektrisch betätigt, und zwar für die Schwingschieber durch zwei Motoren von je 19,7 PS und für die Schurren durch zwei Motoren von je 12,24 PS.

Die Bunkerwände sind aus 10 mm starken Blechen mit aufgelegten 8 mm starken Schleißblechen gebildet. Das Gewicht eines Bunkers beträgt 167 t, in der Festigkeitsberechnung sind außerdem berücksichtigt 260 t Erz (spez. Gewicht 3,5), wovon 60 t auf den Inhalt des Wiegebunkers entfallen.

Zwei Bunker lieferte die Maschinenfabrik Schenck in Darmstadt, den dritten die Maschinenfabrik Tigler, die zugehörigen selbsttätigen Waagen die Maschinenfabrik Schenck.

Brücken und Bunker, ebenso Schiebebühne und endloses Seil werden mit Drehstrom von 500 V betrieben. Die Stromversorgung geschieht durch ein 15 000-V-Kabel von der etwa 4 km entfernt liegenden Zentrale II des Großkraftwerks Stettin. Die Transformatoren- und die Schaltstation befinden sich im Erdgeschoß des neuen Dienstgebäudes, zunächst sind zwei Transformatoren von je 800 kVA aufgestellt, eine weitere Zelle für einen dritten Transformator ist vorgesehen.

V. Kosten.

Die Gesamtkosten betragen rd. 3 500 000 R.-M., davon entfallen auf eine Brücke mit Drehlaufkatze einschl. der elektrischen Einrichtung rd. . . . . 450 000 R.-M.

auf einen Bunker rd.	140 000	„
auf die Kaimauer (je m 2740 R.-M.)	360 000	„
auf das landseitige 117 m lange Kranschienenfundament (je m 460 R.-M.)	54 000	„
auf die Schiebebühne	26 000	„
auf ihre Fundierung	18 000	„
auf die endlose Seilanlage (geliefert von Knackstedt in Cottbus)	30 000	„
auf ihre Fundierung	16 000	„

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein der Oberösterreichischen Wasserkraft- und Elektrizitäts-A.-G.

Von Ing. **Hans Schachermeyr**, Linz.

(Schluß aus Heft 9).

C. Die Mühltalkreuzung.

Der Druckstollen, der aus dem Einlaufbauwerk kommend in einem etwa 800 m langen Stück die Ortschaft Neufelden unterfährt, mußte, bevor er in das Kleinzeller Massiv eintritt, über die Mühl geleitet werden. Es herrschte lange keine Klarheit darüber, in welcher Weise die Überführung stattfinden sollte. Gute Gründe sprachen dafür, den Stollen unterhalb des Mühlbettes durchzuführen, für welche Möglichkeit auch die Lage des Hauptstollens bereits vorgesehen worden war. Sondierungen im Mühlflusse an der fraglichen Stelle sowie die Erwägung, daß es unter Umständen zweckmäßiger sei, an Stelle eines schwierigen Wasserbaues einen besser im voraus zu beurteilenden Hochbau zu setzen, ferner auch die Erwägung wegen Herabsetzung des Innendruckes im Stollen unter Neufelden sprachen dafür, den Stollen als Aquädukt über den Mühlfluß zu bringen. Man war sich zwar darüber klar, daß der Übergang aus dem Stollenprofil in ein eisernes Rohr — denn nur ein solches kam wegen des Gewichtes in Frage — nicht unbedenklich ist. Man entschloß sich aber trotzdem dafür, da man das der elastischen Durchbiegung unterworfene Tragwerk nicht mit dem Druckrohr kombinieren wollte.

Während die Baugrunduntersuchung am rechten Ufer den Fels in etwa 1,5 m Tiefe unter der Baugrubensohle vermuten ließ, bezweifelte man von vornherein, daß man am linken Ufer überhaupt den tragfähigen Fels erreichen würde. Die Aufnahme eines wagerechten Schubes einer

Konstruktion konnte also im Fundament nicht in Betracht kommen. Auch war man sich darüber klar, daß die Wasserhaltung der Baugrube in dem aus Sand und Lehm mit eingebetteten großen Granitblöcken bestehenden Grund, insbesondere bei großer Baugrube sehr schwierig sein würde.

Man entschloß sich deshalb, nach dem Entwurf des Verfassers eine Gründungsart zu wählen, die es ermöglicht, mit einer verhältnismäßig kleinen Baugrube auszukommen und doch ein Verfahren anzuwenden, das vor allem eine statisch bestimmte Konstruktion vorsah, die deshalb den Einwirkungen etwaiger Setzungen am linken Ufer gegenüber unempfindlich war. Das statische System der Überbrückung besteht nunmehr aus einem Stampfbetonwiderlager von 4,70 m Breite und 7,50 m Länge, das vorerst auf dem rechten Ufer bis auf den tragfähigen Fels geführt erscheint, was in einer 4 m tiefen Baugrube möglich war.

Der Widerlagerpfeiler selbst wurde als Eisenbetonwinkelstützmauer ausgebildet, die gegen den Hang des Berges bezw. bis gegen das Stollenportal zu einem Eisenbetontrog von 5,10 m Länge vorschiebt, der den Zweck hat, als Gegengewicht zu dienen gegen einen auskragenden Arm des Pfeilers, der auf Flußstahllagern das als Einhängeträger ausgebildete Betontragwerk des Hauptfeldes abstützt.

Der Pfeiler selbst ist in einer ausgesprochenen Flächenlagerung auf dem Fundament aufgesetzt, mit einer elastischen Zwischenlage aus etwa 2 cm Asphalt und Pappe, die der Konstruktion jede aus den statischen Verhältnissen sich ergebende Formänderung gestattet. Die durch die Flächenlagerung bedingte statische Unklarheit gibt zu Bedenken keinen Anlaß.

Der Gegengewichtstrog wurde so bewehrt, daß er als Kragträger in der Lage ist, die ganze Hinterfüllungslast einschließlich der Rohre aufzunehmen, falls der Untergrund unter dem Kragteil sich setzen sollte und eine Druckübertragung auf diesen nicht einträte. Er ist aber auch darauf berechnet, daß er gegebenenfalls bei Auflagerung am Ende auf dem etwa angetroffenen gewachsenen Fels als Träger zwischen zwei festen Stützpunkten wirkt. Für den Fall, daß durch das vom Mittelträger ausgeübte Kragmoment der Auflagerpfeiler gegen den Fluß zu sich neigen sollte, tritt von selbst die Konsolenwirkung der Kragkonstruktion ein und ist das System wieder im Gleichgewicht.

Die beiden Pfeilerfluchten stehen 26 m voneinander ab, die Ausladung der Konsolen beträgt 5,40 m, die Spannweite des Mittelfeldes 15,20 m. Während es am rechten Ufer gelang, das tiefe Fundament auf gewachsenen Fels abzusetzen, war dies auf der linken Seite nicht möglich. Hier konnte der tragfähige Fels nicht erreicht werden, und auch die Untersuchung unter der Fundamentsohle in einem Stadium, wo die Wasserhaltung bereits am Ende ihrer Leistungsfähigkeit angelangt war, hat den Felsen in keiner erreichbaren Tiefe gezeigt. Man entschloß sich deshalb, die Fundamente zu verbreitern und als Eisenbetonplatte auszubilden. Die gewählte statische Lösung des gesamten Tragwerkes machte es möglich, hier unbedenklich auf die Erreichung des festen Grundes zu verzichten und auf dem unsicher erscheinenden Grunde, der aus sandigem Lehm mit Granitblockeinlagen bestand, zu gründen. Im übrigen wurde die Konstruktion genau ebenso wie am rechten Ufer ausgeführt, es besteht — wie gesagt — nur der Unterschied, daß das tiefgehende Fundament hier nicht auf dem gewachsenen Fels, sondern auf einer Eisenbetonplatte auf unsicherem Grund aufsitzt, die eine Bodenpressung von höchstens 2,80 kg/cm² ausübt.

Die Ausführung des Bauwerkes ging nach dem Entschlusse, auf die Erreichung des Felsens am linken Ufer zu verzichten, rasch vonstatten, insbesondere wurde durch die Verwendung von frühhochfestem Zement beim Tragwerk die Arbeit erleichtert und das Auftreten von Rissen vermieden. Es wurde streng darauf gesehen, daß die Betonierungsstufen so eingeteilt wurden, daß nicht etwa durch die neu hinzukommende Belastung Gerüstverformungen unter bereits betonierten und noch nicht abgebundenen Konstruktionsteilen zustande kommen konnten.

Es wurde deshalb auch das Mittelfeld selbständig von den Auslegern unterstellt. Erst nachdem die Überzeugung gewonnen war, daß die Kragträger durch die verhältnismäßig kleine Mehrlast bei Betonierung des Einhängefelsens nicht mehr Schaden leiden konnte, wurde die Betonierung des letzteren vorgenommen.

Die Auflageranordnung des Einhängeträgers wurde mit besonderer Sorgfalt durchgearbeitet, und die Lager selbst sind aus bestem Böhlerschen Gußstahl hergestellt. Die Anordnung gewährleistet eine vollkommen gleichbleibend zentrale Übertragung der Drücke des Einhängefeldes auf die Kragkonstruktion; hierbei wurde das feste Auflager auf dem linken Ufer und das bewegliche Auflager auf dem rechten Ufer angeordnet.

Das Triebwasser wurde in einem Flußeisenrohr von 2,80 m Durchmesser über die Brücke geführt, der Anschluß zwischen den beiden Stollenstücken geschah durch Eisenbetondruckrohre gleichen Durchmessers, die in normale Eisenbetonmanschetten im Stollen überführten.

Auf den Gegengewichtströgen ist im Anschluß an die Eisenrohre des Aquäduktes ein Eisenbetonrohr ausgeführt worden. Eine heikle Stelle war der Anschluß dieses Rohres auf dem an sich beweglich gedachten Eisenbetongegengewichtstrog und dem unverschiebbar gegründeten Betondruckrohr zwischen Brücke und Stollen.

Die Dehnungsfuge an dieser Stelle wurde so durchgeführt, daß das 20 cm starke Druckrohr auf eine Länge von insgesamt 100 cm rechts und links neben der Fuge um 8 cm schwächer ausgeführt wurde, wobei eine Aussparung gegen das Innere des Druckrohres zustande kam. Diese Aussparung wurde sodann mit Asphaltanstrich versehen und ein Eisenbetonring, der über die Fuge reicht und bündig mit der inneren Wandung des Rohres verläuft, mittels des Torkretverfahrens eingebracht. Nach Inbetriebsetzung der Wasserführung schweißte die Fuge etwas, worauf eine äußere Bandage, bestehend aus einer Lage von Asbestplatten mit Flußeisenblechen von 3 mm Stärke, zwischen Flacheisenschließen rechts und links von der Fuge einen vollkommenen Dichtschluß erzielte.

Das eiserne Druckrohr auf der Brücke, das nur 9 mm Stärke erhielt, wurde alle 4,64 m mit starken I-Eisenversteifungen ausgerüstet, die Konsolen tragen, die ihrerseits durch kleine Walzenlager gegen die Brücke abgestützt wurden. Eine sorgfältig konstruierte Stopfbüchse in der Mitte der Brücke ermöglichte im Zusammenhalt mit den genannten Walzenlagern jedes einzelnen Versteifungsringes eine freie Beweglichkeit des Rohres, so daß unkontrollierbare Nebenspannungen nicht eintreten können.

Das Eisenbetonrohr zwischen Stollen und Brücke, sowie der Eisenbetontrog und auch das Übergangsstück zwischen Eisenrohr und Betonrohr wurden vollkommen mit Erde zugeschüttet, und ein profilierter Damm verdeckt die Konstruktion.

Die gesamte konstruktive Lösung des Überführungsbauwerks, das trotz seiner umständlichen Anordnung so gut wie statisch bestimmt gelten darf, scheint sich zu bewähren. Auch die ästhetische Wirkung des das Tal übersetzenden Druckrohres auf der Eisenbetonkonstruktion ist eine durchaus befriedigende.[1])

D. Der Stollenbau.

Der Druckstollen von Partenstein, der in der böhmisch-herzynischen Granitformation in einer Länge von 5,614 km (einschließlich der Rohrbrücke) mit 2,95 m l. Durchm. ausgeführt wurde, ist der erste europäische Druckstollen, bei dem von der Bauleitung sogleich die Folgerung aus dem Ritom-Unfalle gezogen wurde, indem man die kreisförmige Ausbildung des Querschnittes beschloß. Es folgte diesem Entschluß die gleiche Maßnahme der Schweizerischen Bundesbahnen am Kraftwerke Amsteg, dessen Stollen jedoch infolge günstigerer Baubedingungen schneller in Betrieb kam als derjenige des Kraftwerkes Partenstein.

Der Stollen hat einen höchsten Innendruck von 45 m. Zur Zeit der Aufstellung des Entwurfs bedeutete es immerhin ein technisches Wagnis, diesen hohen Innendruck anzunehmen.

Es würde zu weit führen, hier alle technischen Probleme zu erörtern, die die normale Stollenherstellung in dem durchgehenden granitischen Gestein mit sich gebracht hat. Hier sei nur auf die anormalen Stellen hingewiesen und deren Ursachen und technische Auswirkung auf den Stollenbau besprochen.

Es war vor Beginn des Stollenbaues durch geologische Aufnahmen bekannt, daß das Gestein im Plateau von Kleinzell, unter das der Hauptteil des Druckstollens zu liegen kam, zwei verschiedene Gesteinsarten aufwies, und zwar ein altes porphyrisches Grundgestein mit teils pegmatitischer, teils gneisartiger Struktur mit starkem Einschlag von schwarzem Glimmer; ferner ein feiner gekörntes, granitisches, lichteres Gestein mit weißem Glimmer, das zur Bildung von fast senkrecht zueinander stehenden Spaltenfugen neigte und bereits seit vielen Jahren in Steinbrüchen gewonnen wird. Das lichtere Gestein bildete einen späteren Aufbruch in einem Lakkolithen, der das Grundgestein hochgehoben hat. Der Aufbruch war allerorts mit den Hochquellen zahlreicher Gänge von Lamprophyr verbunden, und zwar zeigten sich überall ausgesprochene Kontakterscheinungen mit druckhaften Verwitterungsprodukten im Gestein. Es konnten diese starken Druckerscheinungen als wahrscheinliche Auswirkung der seinerzeitigen Aufbruchenergie festgestellt werden. Die in der Kontaktzone in Mitleidenschaft gezogenen Gesteinspartien sind durchwegs in Serezitlehm umgebildet, der unter gleichzeitigem Vorhandensein von Wasser in den fraglichen Partien für den Stollenbau die größten Schwierigkeiten bedeutete. Dieser fast kreisförmig verlaufende Aufbruch des jüngeren Gesteins mußte an zwei Stellen durchörtert werden: an der südlichen Stelle in Stollenkilometer 5,280 in einer Stollenlänge von rd. 40 m, im nördlichen Teil bei Stollenkilometer 2,560 mit einer Stollenlänge von 8 bis 9 m.

Die Schwierigkeiten, die sich in diesen Partien dem Druckstollen entgegenstellten, waren zuerst rein bergmännischer Art. Man konnte ihrer durch schwere Longarinen-Zimmerung erst im Richtstollen, dann im Vollausbruch Herr werden. Der auftretende Gebirgsdruck zeigte eine ausgesprochene, örtliche Richtung vom Verwerfer gegen das Grundgestein zu.

[1]) Vergl. übrigens „Die Bautechnik" 1925 vom 16. Juni; Dr. Randzio, Neue Stollenbauten.

Die Tatsache, daß in der lehmigen Auffüllung der Verwerfungsspalten reichlich Wasser vorhanden war, nötigte nun auch für das fertige Bauwerk zur größten Vorsicht, da Nachbrüche in großem Umfange eintraten und nicht alle entstandenen Hohlräume ausgeschlichtet werden konnten. Überdies herrscht an der fraglichen Stelle bei Stollenkilometer 5,270 bereits ein Innendruck von 40 m, so daß vom Standpunkte der Dichtigkeit des Stollens besondere Vorkehrungen am Platze erschienen. Man löste die Aufgabe in der Weise, daß man drei verschiedenen theoretischen Forderungen drei verschiedene konstruktive Lösungen entgegenstellte.

Dem Gebirgsdruck wurde durch eine doppelte Ringausmauerung von je 40 cm Stärke aus Betonkunststeinen in Pyramidenstutzform mit eingelassenen Mörtelrillen das Gleichgewicht geboten. Diese Mauerung wurde mit einem inneren Durchmesser von 3,35 m ausgeführt und auf beiden Auflagerpunkten noch entsprechend in das gesunde Gestein eingebunden.

In diesen doppelten Ring — geeignet zur Abwehr des Bergdruckes — wurde nun ein Eisenbetontragrohr von 25 cm Wandstärke eingelegt, dem die Aufgabe zugeteilt wurde, die äußeren Kräfte aufzunehmen, die der druckhafte Lehm auf das Stollenrohr ausübt unter der Annahme, daß die beiden Auflagerpunkte mit gesundem Gestein als fest anzusehen sind, und die Ausfüllung der Verwerfungsspalten entsprechend dem Reibungswinkel des Materials und der Kreisform des Rohres dieses belaste. Hierbei wurde bei diesen rigorosen und die Bodenreaktion unter dem Stollenrohr vernachlässigenden Annahmen allerdings auf sehr hohe Beanspruchung der Bewehrung der Eisenbetonstollenröhre gegangen.

Um endlich den Innendruck des Stollens aufzunehmen, wurde in das biegungssteife Stollenrohr eine 7,5 cm starke, bewehrte Torkretmanschette als Dichtung gegen Innendruck eingelegt. Man hielt es für notwendig, die statisch wirksame Konstruktion zur Aufnahme des Bergdruckes von der den Innendruck aufnehmenden baulichen Anordnung zu trennen, eine Vorkehrung, die vielleicht erst dann ganz zur Auswirkung gekommen wäre, wenn man zwischen dem Eisenbetonrohr und der Torkretmanschette ein genügend Bewegungsfreiheit erlaubendes elastisches Zwischenmittel eingeschaltet hätte; wovon man aber bei der Ausführung Abstand nahm, da irgendwelche Bewegungen im ausgemauerten Stollen während der weit über ein Jahr dauernden Beobachtungszeit nicht zu bemerken waren (Abb. 7).

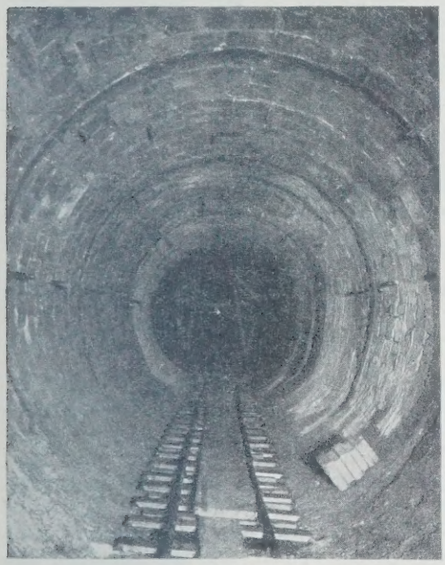


Abb. 7. Formsteinauskleidung im Stollen.

Ähnlich wie beim südlichen Durchbruch wurden die Schwierigkeiten auch bei der nördlichen Durchquerung der Verwerfungszone bewältigt, doch wurde dort entsprechend der Einstellung der daselbst beschäftigten Bauunternehmung an Stelle der Kunststeinmauerung eine solche aus Bruchsteinen angewendet.

Unerwartete Schwierigkeiten brachte die Klüftung des granitischen Gesteins unterhalb der Ortschaft Kleinzell. Hier trat in dem vollkommen standsicheren und verläßlich anmutenden Gestein beim Richtstollenvortrieb ein Verbruch ein, der eine starke Verzögerung der Stollenarbeiten zur Folge hatte.

An diesen Stellen waren die normalen Klüfte des granitischen Gesteins, die sonst fast durchweg mit Kaolin ausgefüllt sind, durch einen Grundwasserstrom, der scheinbar vom Plateau von Kleinzell gegen die Mühl zu in Bewegung ist, vollkommen ausgewaschen. Ein Wassereinbruch im Stollen aus den ausgewaschenen Wasserwegen zwischen den Klüften des Gesteins hielt die Stollenbauleitung in Atem, als plötzlich die vollkommen intakt aussehende und aus härtestem Gestein bestehende Stollenfirst trotz vorhandener Zimmerung zusammenbrach, wodurch ein etwa 20 m hoher Dom über dem Verbruchstück entstand, aus dem 600 l/Min. Wasser zum Stollen zudrang. Die sich lose gegeneinander stützenden, des Zwischenmittels beraubten Blöcke des Gesteins hatten durch die Stollenröhre den Halt verloren und waren in den Hohlraum des Stollens eingestürzt.

Der Einbruch, der etwa 25 m hinter der Brust des Vortriebes stattfand, und der so rechtzeitig bemerkt wurde, daß die Belegschaft in Sicherheit gebracht werden konnte, machte außerordentliche bergmännische Schwierigkeiten, da die zerdrückte Zimmerung und die großen und harten, im Verbruch vorhandenen Granitblöcke bei dem labilen Gleichgewicht der noch nicht abgestürzten Teile im Dome des Verbruches die größte Vorsicht notwendig machten. Der Vortrieb durch die eingestürzten Stellen war nur mit Zuhilfenahme von Eisenbahnschienen zum Hochheben der Kappen und ähnlichen Hilfsmitteln möglich. Nach einem außerordentlich mühsamen Vortrieb und Vollausbrucharbeit wurde die First des verbrochenen Stollens durch ein starkes Bruchsteingewölbe gesichert, die Wasseradern in Rohren gefaßt und der Dom ausbetoniert bezw. ausgeschlichtet und so gegen weitere Nachbrüche gesichert. Durch Einlage eines Eisenbetonrohres über die Verbruchstrecke und einer Torkretmanschette wurden die Schwierigkeiten überwunden. Es folgten dieser Stelle noch einige andere gleichen Charakters, denen man aber — durch die Erfahrung klug gemacht — von vornherein mit besonderer Vorsicht entgegentrat, so daß es dort zu Verbrüchen nicht mehr kam. Der Wasserzudrang an diesen Stellen blieb jedoch bis zum Schluß so stark, daß es nicht gelang, alle Quellen durch Einpressung von Zementmilch oder Verstopfen zurückzudrücken. Messungen zeigten bis 6 at Überdruck der Quellen. Diese Quellen speisen noch heute den Stollen, d. h. sie wurden zur künstlichen Wasserversorgung von Kleinzell herangezogen, die notwendig gewesen war, da der Grundwasserspiegel des Plateaus durch den Wassereinbruch im Stollen ein für allemal so weit abgesenkt ist, daß die Brunnen der Gegend unbrauchbar geworden sind.

Einige der Hauptwasseradern im Verbruche wurden in einer besonderen Wasserführung zusammengefaßt und etwa 800 m weit bis zu einem aus anderen Gründen bei Stollenkilometer 4,169 erbauten Schacht geführt, von wo aus durch eine Tiefbrunnenpumpe das von der Stollenwasserführung getrennt gehaltene Quellwasser zum Zwecke der Wasserversorgung des geschädigten Gebietes aufgepumpt wird.

Was endlich die bei der Stollenherstellung besonders brennende Frage der Fähigkeit des Gesteins zur Aufnahme des Innendruckes anbelangt, so mußte man trotz aller theoretischen Erkenntnisse sich bei diesem Bau auf rein gefühlsmäßige Beurteilung beschränken. Der Vorschlag des Verfassers, das ganze Stollenstück auf den Betriebsdruck einfach abzupressen, der in der Schweiz in technisch mustergültiger Art und Weise, allerdings mit Aufwand großer Kosten, durchgeführt und für brauchbar erprobt wurde, konnte in Partenstein nicht die gewünschten Ergebnisse bringen. Die Bauleitung versuchte an einem der Mühltalkreuzung folgenden Stück die Abpressung, doch konnte mit Rücksicht auf den Umstand, daß es nicht möglich war, mittels hydrostatischen Druckes den Probedruck zu erzeugen, und zur Einstellung von Abpreßpumpen geschritten werden mußte, die länger andauernde Haltung des Probedruckes nicht erreicht werden. Man wollte und konnte auf die maschinentechnische Ausrüstung der Versuche keine zu großen Kosten aufwenden, die vorhandenen technischen Mittel aber waren nicht geeignet, die Voraussetzungen für den Versuch einwandfrei sicherzustellen. Man entschloß sich deshalb, auf die Abpreßversuche zu verzichten, zumal man ja bereits in den Amsteger Versuchen im Zusammenhalt mit dem Vergleich der Gesteinsbeschaffenheit der beiden Stollen genügend Anhaltspunkte zu haben glaubte, daß man auch ohne Versuche den richtigen Weg gehen würde. Die zum Ansetzen der Abpreßdeckel im ganzen Stollen bereits in gewissen Abständen vorhandenen Wülste wurden deshalb wieder entfernt und die Innenbewehrung gefühlsmäßig dort angebracht, wo man aus den Erfahrungen des Vortriebes schlechte Gesteinsbeschaffenheit und somit große Wasserdurchlässigkeit vermuten durfte. Mit steigendem Innendruck wurde man bei der Beurteilung nach der angegebenen Richtung immer strenger, so daß man in den letzten Stollenstrecken, die unter einem Innendruck von 39 bis 45 m stehen, fast durchweg bewehrte Torkretmanschetten anordnete, besonders wegen der Tatsache, daß in diesem Teile des Stollens die Drucklinie sich dem Gelände bereits stark nähert und auch die seitliche Vorlagerung von gewachsenem Boden schon gering wurde.

Insgesamt wurden Torkretmanschetten von 668 m Länge angewendet. Die Eisenbeanspruchung der Manschetten ist mit Rücksicht darauf, daß man auch dem Fels immerhin eine gewisse Lastübernahme zumuten durfte, zu 1600 bis 1800 kg/cm² gewählt. Nur in den Verbruch- und Verwerfungsstrecken war der größte Teil des Innendruckes von den Manschetten aufzunehmen, so daß hier mit einer Eisenbeanspruchung von rd. 1200 kg/cm² gerechnet worden ist.

Man kann heute nicht sagen, ob man nicht mit weniger Manschetten oder weniger Eisen das Auslangen gefunden hätte. Tatsache ist, daß man nicht zu wenig getan hat, da der Stollen überhaupt kein Wasser verliert, mit Ausnahme kleiner Verluste in den beiden Fensterstollenpfropfen und Abschlußtüren, sondern im Gegenteil an einigen Stellen Wasser aus der Verbruchstrecke unter großem Druck in den Stollen eindringt, ein Umstand, der deutlich erkennbar wurde, als man versuchte, bei geschlossenen Absperrorganen am Krafthaus etwaige Verluste im Stollen durch Wassermessungen an den Schützen des Einlaßbauwerkes festzustellen.

E. Das Krafthaus. (Abb. 8.)

Dieses Bauwerk ist an sich von Interesse, weil es zur Gewinnung eines noch 17 m betragenden Gefälles zwischen der Krafthausstelle und dem Mündungsgebiete der Großen Mühl in die Donau die Aufstellung der Turbinen in einem etwa 25 m tiefen Schacht zeigt, wodurch eine stehende Anordnung der Maschinen mit etwa 16 m langen stehenden Wellen bedingt ist. Die hierbei dem Bauingenieur gestellten Aufgaben waren an sich keine ungewöhnlichen. Schwierigkeiten bereitete nur die Frage der Dichthaltung der Maschinenräume in der Tiefe des Schachtes gegen das zudringende Bergwasser. Mit Rücksicht auf die elektrische Ausrüstung für die Hilfsanlagen der Turbinen, die Signal- und Fernsteuerungsanlagen war eine solche unbedingt als erforderlich angesehen. Die Baugrube des Schachtes zeigte starken Wasserandrang. Weiter war der Fels in größeren Partien verwittert und nicht ohne starke Druckerscheinungen. Bei der großen Tiefe des Schachtes war es von vornherein als aussichtslos zu erkennen, den Schacht als schwimmendes Dock zu konstruieren unter Zugrundelegung des ganzen hydrostatischen Druckes. Es mußte deshalb eine Konstruktion gefunden werden, die

1. die einwandfreie Übertragung der Druckkräfte aus der Baugrube auf die Innenkonstruktion des fertigen Schachtes gewährleistet,
2. eine ausreichende Ableitung der Bergwässer gesucht werden, die das Zustandekommen des ganzen hydrostatischen Druckes als Auftrieb von vornherein ausschloß,
3. eine derartige Abdichtung gesucht werden, die jedes Durchdringen von Bergwasser in das Maschinenhausinnere unmöglich macht.

Die Lösung wurde folgendermaßen gefunden:

Der Schacht wurde rundherum etwa 1 m weiter ausgebrochen, als es die Konstruktion der Ausmauerung notwendig machte. Sodann wurde der in Eisenbeton durchgebildete Innenbau des Schachtes, der geschoßweise wagerechte Absteifungen gegen Innendruck erhielt, vollkommen fertiggestellt, und die Außenwände erhielten im Anschluß an die durchgehende wagerechte Isolierung auf dem Grunde des Schachtes einen 2 cm starken Zementglattstrich. Ein gleicher Glattstrich wurde auch an den Innenwänden an jenen Stellen, die mit der Außenkonstruktion in Verbindung waren, angebracht. Sodann erhielt die Außenhaut der Schachtkonstruktion, von unten aufsteigend, etagenweise eine Isolierung aus dreimaligem Asphaltanstrich mit zweifacher Pappeinlage. Diese Isolierschicht wurde sodann nochmals durch eine 2 cm starke Mörtelschutzschicht gesichert. Um nun die Bergwässer abzuleiten, wurden sämtliche Quellen aus dem Felsen in Drainrohre gefaßt und in einen Pumpensumpf geleitet, der an der tiefsten Stelle des Maschinenhauses angebracht ist und entweder die Entleerung in das Unterwasser oder das Auspumpen durch eigens hierzu vorhandene stehende Pumpen in den Pufferschacht des Unterwasserstollens gestattet. Zur Übertragung des Bergdruckes zwischen Baugrubenwand und Eisenbetonkonstruktion wählte man einen sandarmen Beton aus gebrochenem Granitschotter, den man als „Drainagebeton" bezeichnete. Dieser sollte bei Sicherstellung einer gewissen Festigkeit die Wasserzuführung der Sickerwässer zu den Drainleitungen besorgen. Dieser Betonkörper wurde sektionsweise wagerecht mittels einer wasserundurchlässigen Zementstrichschicht abgeteilt, und zwar erhielt jede solche Schicht einen rund um das Krafthaus laufenden Kanal in geschliffenem Zementmörtel, in den die Drainleitungen der oberhalb liegenden Sektionen eingeführt wurden. Aus diesen Kanälen wurden in gußeisernen Rohrstutzen die Bergwässer durch die Eisenbetonwände des Krafthauses durchgeführt. Jeder Stutzen ist durch einen Schieber verschließbar. Alle diese Wasserzuleitungen vereinigen sich in dem bereits besprochenen Pumpensumpf im Krafthause.

Die Absperrbarkeit der Drainagewasserstutzen aus den einzelnen Sektionen des Entwässerungssystems verfolgt den Zweck, für den Fall des Hochwassers in der Mühl die übermäßige Abführung von Drainagewässern, die gegebenenfalls zu einer starken Ausspülung der derzeitigen Wasserzuführungskanäle im Gebirge führen könnten, zu vermeiden. Mit absinkendem Hochwasser müssen die Schieber der einzelnen Sektionen wieder geöffnet werden, um den schnelleren Abfluß der Grundwassermassen zu ermöglichen.

Der Berechnung der äußeren Hülle des Schachtes wurde die Annahme zugrunde gelegt, daß vom Gelände bis auf den gewachsenen Fels das Anwachsen des hydrostatischen Druckes bis auf seine theoretische Höhe berücksichtigt werden müsse, und vom gewachsenen Fels ab der Druck keine Erhöhung mit der Tiefe erleide. Durch die Teilung der ganzen Tiefe in Drainagesektionen, die gegeneinander gewissermaßen vollkommen abgeschlossen sind und in denen ein Überdruck nicht zustande kommen kann, war diese Annahme mehr als berechtigt.

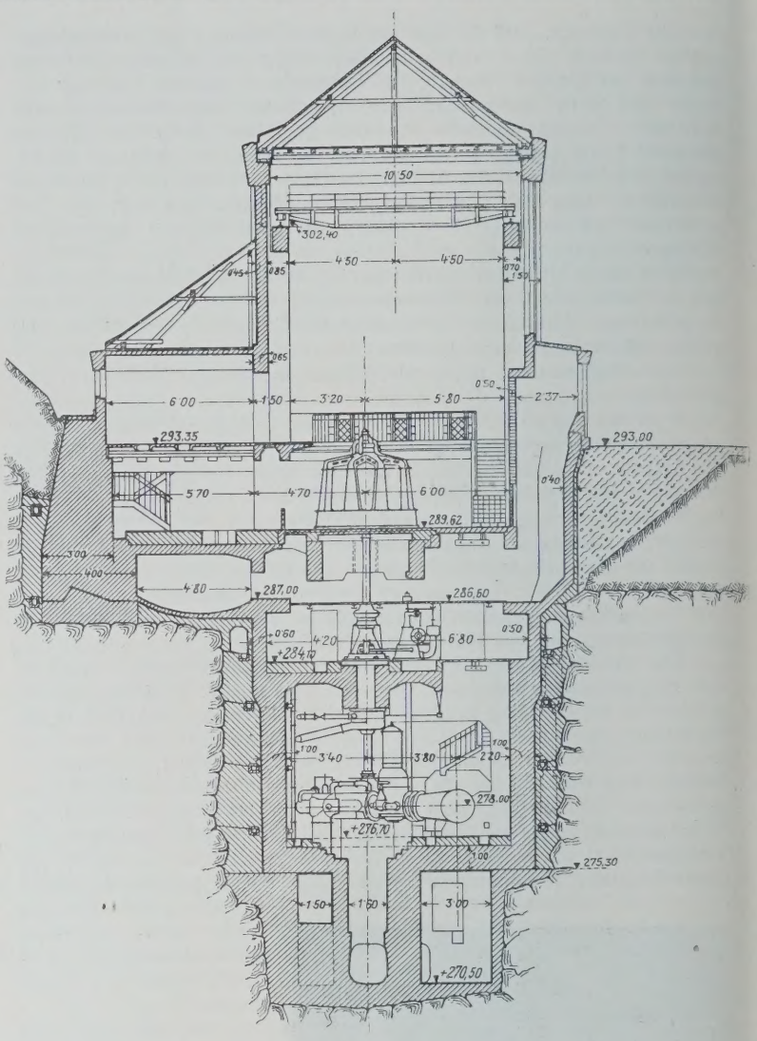


Abb. 8. Maschinenhaus Partenstein. Querschnitt.

Weiter sind zur Revision der Anlage im Drainagebeton Absteigeschächte angeordnet worden, die in den Sektionshorizonten durch Deckel verschlossen wurden; von diesen Schächten aus können die Kanäle durchleuchtet und kontrolliert werden.

Das Maschinenhaus, das nun schon seit drei Jahren in Betrieb ist, blieb durch die besprochenen Anordnungen vollkommen trocken, es haben sich gar keine Haarrisse in der Konstruktion und keine feuchten Flecke an den Wänden gezeigt. Die zuerst aufgetretenen mineralischen Ausscheidungen aus dem Drainagebeton, die das Verstopfen der Sektionskanäle zu befürchten gaben, haben sich bald gegeben, zumal durch vorhandene Revisionsschächte das Durchputzen der Sektionskanäle leicht möglich war.

Es darf mit Befriedigung gesagt werden, daß die baulichen Einrichtungen des gesamten Kraftwerkbaues sich bestens bewährt haben. Es handelt sich bei einem derartigen Bau sowohl um die Bewältigung der anfallenden konstruktiven Schwierigkeiten, als auch um das organische Zusammenfassen und gegenseitige Ergänzen aller baulichen Maßnahmen mit Maschinenlieferung und Montage. Daß man bei der Bauausführung allen diesen Forderungen gerecht wurde, zeigt der klaglose Betrieb der Anlage und die günstige wirtschaftliche Lage der Oberösterr. Wasserkraft- und Elektrizitäts A.-G., deren Hauptaktivum das Kraftwerk Partenstein ist.

Verstärkung von Blechträgerbrücken durch seitlich angeordnete Hängewerke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Edgar Schmidt,** Berlin-Lichterfelde.

Im nachstehenden werden Blechträgerbrücken behandelt, deren Verstärkung mit Hilfe von seitlich angeordneten Hängewerken im Reichsbahndirektionsbez. Stettin in letzter Zeit wiederholt mit Erfolg ausgeführt worden sind.[1])

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 42, S. 611.

Hinsichtlich der Auflagerung der seitlichen Hängewerke sind zwei Fälle zu unterscheiden: Die Auflagerung kann entweder unmittelbar an den Auflagern der Hauptträger oder an einer Stelle der Hauptträger angeordnet sein, an der der vorhandene Querschnitt noch für den vorgeschriebenen Lastenzug genügt. Im ersten Fall ist die Auflagerung als

starr, im zweiten Fall als elastisch anzusehen. Die zweite Anordnung empfiehlt sich besonders bei größeren Stützweiten, um Verstärkungsmaterial zu sparen. In der Berechnung sind ferner auch gerade und schiefe Brücken zu unterscheiden, da ihre statischen Verhältnisse nicht gleich sind. Im nachstehenden ist nur die Berechnung der geraden Brücken wiedergegeben, und es wird angenommen, daß in den Unterstützungspunkten a, b, a', b' (s. Abb. 1) der Hauptträger durch die unmittelbar neben deren Auflagern abgestützten Hängewerke negative Auflagerdrücke nicht aufgenommen werden können.

Das System ist zweifach statisch unbestimmt. Als statisch unbestimmte Größen werden die Auflagerdrücke X_a und $X_{a'}$ der Hauptträger in den Punkten a und a' angenommen. Bei gleichzeitiger Belastung der Hauptträger AB und $A'B'$ (die Querschwellen liegen unmittelbar auf den Hauptträgern) ergeben sich die Größen X_a und $X_{a'}$ aus folgenden Gleichungen

$$(1) \qquad X_a \delta_{aa} + X_{a'} \delta_{aa'} + \Sigma P_m \delta_{am} + \Sigma P_{m'} \delta_{am'} = 0$$

$$(2) \qquad X_a \delta_{a'a} + X_{a'} \delta_{a'a'} + \Sigma P_{m'} \delta_{a'm'} + \Sigma P_m \delta_{a'm} = 0.$$

Darin bedeutet:

δ_{aa} = Verschiebung des Punktes a infolge $X_a = 1$
$\delta_{aa'}$ = " " " a " $X_{a'} = 1$
$\delta_{a'a'}$ = " " " a' " $X_{a'} = 1$
δ_{am} = " " " a " einer Last
$P_m = 1$ auf dem Hauptträger AB im Punkte m
$\delta_{am'}$ = Verschiebung des Punktes a infolge einer Last
$P_{m'} = 1$ auf dem Hauptträger $A'B'$ im Punkte m'
$\delta_{a'm}$ = Verschiebung des Punktes a' infolge einer Last
$P = 1$ auf dem Hauptträger AB im Punkte m
$\delta_{a'm'}$ = Verschiebung des Punktes a' infolge einer Last
$P = 1$ auf dem Hauptträger $A'B'$ im Punkte m'.

Aus den beiden obigen Gleichungen ergibt sich mit $P_m = P_{m'} = 1$

$$(3) \qquad X_a = \frac{(\delta_{a'm} + \delta_{a'm'})\delta_{aa'} - (\delta_{am} + \delta_{am'})\delta_{a'a'}}{\Delta}$$

und

$$(4) \qquad X_{a'} = \frac{(\delta_{am} + \delta_{am'})\delta_{a'a} - (\delta_{a'm'} + \delta_{a'm})\delta_{aa}}{\Delta}.$$

wobei

$$(5) \qquad \Delta = \begin{vmatrix} \delta_{aa} & \delta_{aa'} \\ \delta_{a'a} & \delta_{a'a'} \end{vmatrix} = \delta_{aa}\delta_{a'a'} - \delta_{a'a}^2.$$

Zustand $X_a = 1$.

Ermittlung von δ_{aa}.

Die Verschiebung δ_{aa} ergibt sich mit Hilfe der Arbeitsgleichung aus:

$$\delta_{aa} = \int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ} + \Sigma \frac{S_a^2 \varrho}{E};$$

darin ist

$$\varrho = \frac{l}{F}.$$

Das Integral $\int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ}$ erstreckt sich über alle Teile, die eine Momentenfläche infolge $X_a = 1$ aufweisen. Es kommen in Betracht: die beiden Unterzüge 11′ und 22′ und der Hauptträger AB.

In dem Ausdruck $\Sigma \frac{S_a^2 \varrho}{E}$ sind alle Stäbe der beiden Hängewerke, die aus der Belastung $X_a = 1$ Spannkräfte erhalten, zu berücksichtigen.

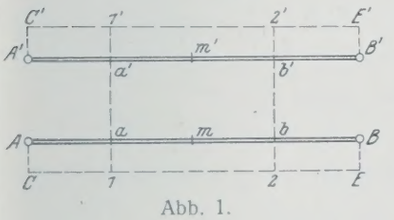


Abb. 1.

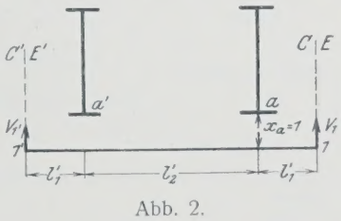


Abb. 2.

Wird $X_a = 1$ angenommen, dann entsteht am Auflagerpunkte b (Abb. 1) die gleiche Auflagerkraft 1, da Gleichgewicht herrschen muß. Die auf die Unterzüge 11′ und 22′ in den Punkten a und b wirkenden Kräfte 1 werden von den beiden Hängewerken CE und $C'E'$ aufgenommen. Die in den Punkten 1, 1′, 2 und 2′ angreifenden Kräfte betragen (Abb. 2)

$$V_1 = \frac{l_1' + l_2'}{2l_1' + l_2'}$$
$$V_{1'} = \frac{l_1'}{2l_1' + l_2'}$$

als Reaktionen nach oben gerichtet.

Als wirkende Kräfte sind V_1 und $V_{1'}$ nach unten gerichtet.

Wegen des Gleichgewichts wirken in den Punkten 2 und 2′ die gleichen Kräfte wie in den Punkten 1 und 1′ (Abb. 3 u. 4). Es ist demnach:

$$V_2 = V_1 \text{ und } V_{2'} = V_{1'}.$$

In dem Hängewerk CE werden durch die Kräfte V_1 und $V_2 = V_1$ nachstehende Spannkräfte hervorgerufen:

$$S_{1a} = +V_1 \cdot \frac{s_1}{f} = S_{1'a}$$
$$S_{2a} = +\frac{V_1 s_1'}{f}$$
$$S_{3a} = -S_{2a}.$$

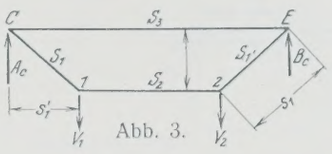


Abb. 3.

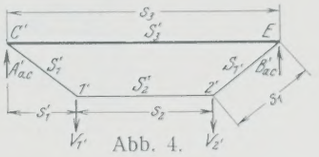


Abb. 4.

Die Auflagerkräfte in den Punkten C und E sind

$$A_{ac} = B_{ae} = V_1 \text{ (Abb. 3).}$$

In den Punkten 1′ und 2′ des Hängewerkes $C'E'$ greifen die Kräfte $V_{1'}$ und $V_{2'} = V_{1'}$.

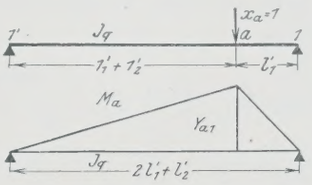


Abb. 5.

Die Spannkräfte betragen:

$$(6) \qquad S_{1a}' = +V_{1'} \cdot \frac{s_1}{f} = S_{1'a}'$$

$$(7) \qquad S_{2a}' = V_{1'} \cdot \frac{s_1'}{f}$$

$$(8) \qquad S_{3a}' = -S_{2a}'.$$

Ferner ist

$$(9) \qquad A_{ac}' = B_{ae}' = V_{1'}.$$

Nach Ermittlung sämtlicher Spannkräfte S_a der beiden Hängewerke infolge $X_a = 1$ läßt sich der Ausdruck $\Sigma S_a^2 \varrho$ leicht berechnen.

Die Momentenflächen der beiden Unterzüge 11′ und 22′ sind einander gleich, da die angreifenden Kräfte gleich groß sind (Abb. 5).

Das Moment infolge $X_a = 1$ im Punkte a beträgt

$$Y_{a1} = \frac{(l_1' + l_2')\, l_1'}{2l_1' + l_2'}.$$

Für beide Unterzüge ist, falls die Trägheitsmomente gleich sind:

$$2 \int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{2 \cdot 2 S_{11'}}{EJ_q}.$$

Darin bedeutet $S_{11'}$ das statische Moment der Momentenfläche in bezug auf die Achse 1—1′.

Es ist

$$S_{11'} = Y_{a1}^2 \cdot \frac{(2l_1' + l_2')}{6},$$

somit für beide Unterzüge

$$2 \int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{2(l_1' + l_2')^2 l_1'^2}{3EJ_q(2l_1' + l_2')}.$$

In den Auflagerpunkten des Hauptträgers AB greifen die Auflagerkräfte A_{ac} und B_{ae} des Hängewerkes CE (Abb. 3), und in den Punkten a und b wirkt je eine Kraft 1 (Zustand $X_a = 1$), die nach oben gerichtet ist, während die Auflagerkräfte A_{ac} und B_{ae} als wirkende Kräfte nach unten gerichtet sind. Die Konsole in den Punkten A und B, die zur Auflagerung des Hängewerkes dienen, werden als starr angenommen.

Die Momente sind positiv, wenn sie im Obergurt Druck erzeugen. Zur Abkürzung werden die Momente in den Punkten a und b mit Y_{aa} und Y_{ab} bezeichnet. Wegen der Symmetrie ist $Y_{aa} = Y_{ab}$.

Nach Müller-Breslau, Statik der Baukonstruktionen, Bd. II, zweite Abteilung, ergibt sich:

Auflagerkräfte: $A = B = A_{ac} - 1$

und

$$\int M_a^2 \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{Y_{aa}^2}{EJ}\left[\frac{2}{3} \cdot l_1 + l_2\right],$$

wobei

$$Y_{aa} = -l_1 = Y_{ab}.$$

Für die Verschiebung δ_{aa} ergibt sich somit:

$$(10) \qquad \delta_{aa} = \frac{2(l_1' + l_2')^2 l_1'^2}{3EJq(2l_1' + l_2')} + \frac{l_1^2}{EJ}\left[\frac{2}{3} \cdot l_1 + l_2\right] + \Sigma \frac{S_a^2 \varrho}{E}.$$

Ermittlung von $\delta_{a'a'}$.

Wegen der symmetrischen Anordnung ist die Verschiebung $\delta_{a'a'}$ infolge $X_{a'} = 1$ gleich der Verschiebung δ_{aa}. Es ist demnach

$$(11) \qquad \delta_{a'a'} = \delta_{aa}.$$

Ermittlung von $\delta_{aa'} = \delta_{a'a}$.

Die Verschiebung $\delta_{aa'}$ folgt aus

$$\delta_{aa'} = \int M_a M_{a'} \cdot \frac{ds}{EJ} + \frac{\Sigma S_a S_{a'} \varrho}{E}.$$

Für die Zustände $X_a = 1$ und $X_{a'} = 1$ haben die Momentenflächen für beide Unterzüge 11′ und 22′ die in Abb. 7 angegebene Gestalt.

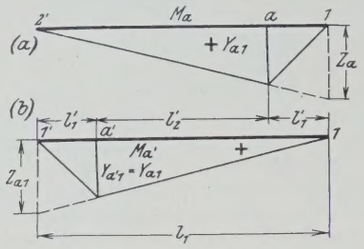


Abb. 7.

Die Momente in den Punkten a und a' sind einander gleich. In diesem Fall ergibt sich für das Integral

$$\int M_a M_{a'} \cdot \frac{ds}{EJ}$$

die leicht zu entwickelnde Formel:

$$\int M_a M_{a'} \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{Z_a Z_{a'}}{6 E J q l'} [l'^2 - 2 l_1'^2].$$

Nach Seite 123 ist

$$Y_{a_1} = \frac{(l_1' + l_2') l_1'}{2 l_1' + l_2'},$$

somit

$$Z_a = Z_{a'} = Y_{a_1} \cdot \frac{l'}{l_1' + l_2'}$$

und für beide Unterzüge:

$$2 \int M_a M_{a'} \cdot \frac{ds}{EJ} = \frac{Y_{a_1}^2 l'}{3 E J q (l_1' + l_2')^2} [l'^2 - 2 l_1^2].$$

Die in dem Ausdruck $\Sigma \frac{S_a S_{a'} \varrho}{E}$ vorkommenden Spannkräfte beider Hängewerke infolge $X_a = 1$ und $X_{a'} = 1$ sind in der nachstehenden Tabelle enthalten (vergl. S. 123).

Stab	S_a $X_a = 1$	$S_{a'}$ $X_{a'} = 1$
S_1	$+V_1 \cdot \frac{s_1}{f}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1}{f}$
S_2	$+V_1 \cdot \frac{s_1'}{f}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1'}{f}$
S_3	$-V_1 \cdot \frac{s_1'}{f}$	$-V_{1'} \cdot \frac{s_1'}{f}$
$S_{1'}$	$+V_1 \cdot \frac{s_1}{f}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1}{f}$
$S_{1'}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1}{f}$	$+V_1 \cdot \frac{s_1}{f}$
$S_{2'}$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1'}{f}$	$+V_1 \cdot \frac{s_1'}{f}$
$S_{3'}$	$-V_{1'} \cdot \frac{s_1'}{f}$	$-V_1 \cdot \frac{s_1'}{f}$
$S_{1'}'$	$+V_{1'} \cdot \frac{s_1}{f}$	$+V_1 \cdot \frac{s_1}{f}$

Es ist somit:

$$\delta_{aa'} = \frac{Y_{a_1}^2 l'}{3 E J q (l_1' + l_2')^2} [l'^2 - 2 l_1^2] + \Sigma S_a S_{a'} \cdot \frac{\varrho}{E}. \quad (12)$$

Ermittlung von δ_{am} und $\delta_{am'}$.

Die Ordinaten der Biegelinie des Hauptträgers AB für den Zustand $X_a = 1$ sind gleich den gesuchten Verschiebungen δ_{am} für die wandernde Last $P = 1$ auf dem Hauptträger AB. Die Momentenfläche des Hauptträgers AB ist in Abb. 6 dargestellt, sie ist der Ermittlung der w-Gewichte zugrunde zu legen.

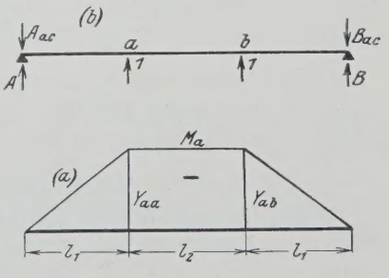


Abb. 6.

Die w-Gewichte lassen sich mit Hilfe der nachstehenden Formel bestimmen. Es ist

$$w_m = -\frac{s}{6 E J} [M_{am-1} + 4 M_{am} + M_{am+1}] \quad (13)$$

M_a (Zustand $X_a = 1$).

Das Momentenpolygon des Hauptträgers AB infolge dieser w-Gewichte stellt dann die Biegelinie mit den Ordinaten δ_{am} dar.

Da der Hauptträger $A'B'$ für den Zustand $X_a = 1$ keine Momentenfläche besitzt, ist $\delta_{am'} = 0$.

Ermittlung von $\delta_{a'm'}$ und $\delta_{a'm}$.

Wegen der Symmetrie ist $\delta_{a'm'} = \delta_{am}$ und $\delta_{a'm} =$ Null, weil der Hauptträger AB für den Belastungszustand $X_{a'} = 1$ keine Momentenfläche besitzt.

Einflußlinie für X_a.

Der auf S. 123 angegebene Ausdruck für X_a geht über in

$$X_a = \frac{\delta_{a'm'} \delta_{aa'} - \delta_{am} \delta_{a'a'}}{\delta_{aa} \delta_{a'a'} - \delta_{a'a}^2},$$

und mit

$$\delta_{a'm'} = \delta_{am}$$
$$\delta_{a'a'} = \delta_{aa}$$
$$\delta_{a'm} = 0 \text{ folgt}$$

$$X_a = -\frac{\delta_{am}(\delta_{aa} - \delta_{aa'})}{(\delta_{aa} + \delta_{a'a})(\delta_{aa} - \delta_{a'a})} = -\frac{\delta_{am}}{\delta_{aa} + \delta_{a'a}} = \eta_{am}. \quad (14)$$

Einflußlinie für $X_{a'}$.

Wegen der Symmetrie ist die Einflußlinie für $X_{a'}$ gleich der Einflußlinie für X_a.

In dem Ausdruck für $X_{a'}$ auf S. 123 ist zu setzen:

$$\delta_{am'} = 0 \quad \delta_{am} = \delta_{a'm'} \text{ und } \delta_{aa} = \delta_{a'a'},$$

damit ergibt sich:

$$X_{a'} = -\frac{\delta_{a'm'}}{\delta_{aa} + \delta_{a'a}} = \eta_{a'm'}. \quad (15)$$

Einflußlinien für die Momente des Hauptträgers AB.

Für einen beliebigen Punkt m des Hauptträgers AB ergeben sich die Ordinaten der Momenteneinflußlinie aus

$$M_m = M_{0m} + X_a M_{am} + X_{a'} M_{a'm}$$

oder, da für den Zustand $X_{a'} = 1$ das Moment $M_{a'm}$ des Hauptträgers $AB = 0$ ist, folgt:

$$\eta_m = \eta_{0m} + \eta_{am} M_{am}. \quad (16)$$

Darin bedeutet:

η_{0m} = Ordinate der Momenteneinflußlinie des statisch bestimmten Hauptsystems ($X_a = X_{a'} = 0$)
η_{0m} = Ordinate der X_a-Linie (Punkt m)
M_{am} = Moment im Punkte m infolge $X_a = 1$.

Für den Hauptträger AB ist ebenso:

$$\eta_m = \eta_{0m'} + \eta_{a'm'} M_{a'm'}. \quad (17)$$

Einflußlinien für die Stäbe der Hängewerke.

Stab S_1.

Es ist $S_{1m} = X_a S_{1a} + X_{a'} S_{1a'}$

oder $\eta_1 = \eta_{am} S_{1a} + \eta_{a'm'} S_{1a'}$;

darin bezeichnet

S_{1a} = Spannkraft infolge $X_a = 1$
$S_{1a'}$ = „ „ $X_{a'} = 1$.

Ferner ist

$$\eta_{am} = \eta_{a'm'}$$

somit:

$$\eta_1 = \eta_{am} (S_{1a} + S_{1a'}). \quad (18)$$

Stab S_2.

Die Spannkraft ergibt sich aus:

$$S_2 = X_a S_{2a} + X_{a'} S_{2a'}$$

oder

$$\eta_2 = \eta_{am} S_{2a} + \eta_{a'm'} S_{2a'},$$

wobei

S_{2a} = Spannkraft infolge $X_a = 1$
$S_{2a'}$ = „ „ $X_{a'} = 1$

und da

$$\eta_{am} = \eta_{a'm'}$$

folgt

$$\eta_2 = \eta_{am} (S_{2a} + S_{2a'}). \quad (19)$$

Stab S_3.

Es ist: $S_3 = X_a S_{3a} + X_{a'} S_{3a'}$

oder $\eta_3 = \eta_{am} S_{3a} + \eta_{a'm'} S_{3a'}$;

darin bedeutet:

S_{3a} = Spannkraft infolge $X_a = 1$

$S_{3a'}$ = „ „ $X_{a'} = 1$

und da $\eta_{am} = \eta_{a'm'}$

ergibt sich:

(20) $\eta_3 = \eta_{am}(S_{3a} + S_{3a'})$.

Vorspannung.

Um ein gutes Zusammenwirken beider Systeme zu erzielen, ist es zweckmäßig, dem System eine Vorspannung zu erteilen. Dies läßt sich erreichen, wenn für X_a und $X_{a'}$ je eine bestimmte Kraft P_{xa} und $P_{xa'}$ angenommen wird. Dadurch entstehen in den Hauptträgern Momente und in den beiden Sprengwerken Stabkräfte, die sich leicht ermitteln lassen.

Momente infolge Vorspannung in den Hauptträgern.

Statt X_a und $X_{a'}$ wirken jetzt die Kräfte P_{xa} und $P_{xa'}$.

Für den Punkt m des Hauptträgers AB ist:

$$M_{vm} = P_{xa} M_{ma} + P_{xa'} M_{ma'}.$$

M_{ma} und $M_{ma'}$ sind die Momente für den Punkt m infolge $X_a = 1$ und $X_{a'} = 1$. $M_{ma'}$ ist also 0, da für $X_{a'} = 1$ in dem Hauptträger AB keine Momente auftreten.

Demnach ist für den Hauptträger AB:

(21) $$M_{vm} = P_{xa} M_{ma}.$$

Entsprechend ist für den Hauptträger $A'B'$:

(22) $$M_{vm'} = P_{xa'} M_{ma'}.$$

Stabkräfte der Hängewerke.

Für die Stäbe der Hängewerke gelten die auf Seite 124 angegebenen Formeln, es sind nur die Größen X_a und $X_{a'}$ durch P_{xa} und $P_{xa'}$ zu ersetzen. Es ist demnach:

Stab S_1

(23) $$S_{01} = S_{1a} P_{xa} + S_{1a'} P_{xa'}$$

Stab S_2

(24) $$S_{02} = S_{2a} P_{xa} + S_{2a'} P_{xa'}$$

Stab S_3

(25) $$S_{03} = S_{3a} P_{xa} + S_{3a'} P_{xa'}.$$

Das Maß der Hebung infolge der Kräfte P_{xa} und $P_{xa'}$ ergibt sich aus:

(26) $$\delta_{av} = P_{xa} \delta_{aa} + P_{xa'} \delta_{aa'}$$

(27) $$\delta_{a'v} = P_{xa} \delta_{aa'} + P_{xa'} \delta_{a'a'}.$$

Temperatureinflüsse.

Die Untersuchung wird für zwei Fälle durchgeführt, und zwar:

Erster Fall. Es wird angenommen, daß nur ein Hängewerk und nur ein Hauptträger eine Temperaturerhöhung oder -abnahme erfahren.

Zweiter Fall. Beide Hauptträger und Hängewerke unterliegen gleichzeitig ein und derselben Temperatur.

Erster Fall.

Die statisch unbestimmten Größen X_{at} und $X_{a't}$ folgen aus:

$$X_{at}\delta_{aa} + X_{a't}\delta_{aa'} + \delta_{at} = 0$$
$$X_{at}\delta_{a'a} + X_{a't}\delta_{a'a'} + \delta_{a't} = 0,$$

woraus folgt (vergl. S. 123):

$$X_{at} = \frac{\delta_{a't}\delta_{aa'} - \delta_{at}\delta_{a'a'}}{\Delta}$$

$$X_{a't} = \frac{\delta_{at}\delta_{a'a} - \delta_{a't}\delta_{aa}}{\Delta}.$$

Für die Verschiebung δ_{at} und $\delta_{a't}$ gelten die nachstehenden Gleichungen:

$$\delta_{at} = \int M_a \varepsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot ds + \Sigma S_a \varepsilon t s$$

$$\delta_{a't} = \int M_{a'} \varepsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot ds + \Sigma S_{a'} \varepsilon t s.$$

Es bedeutet:

ε = Dehnungszahl für $t = 1°$

h = Trägerhöhe

$\Delta t = t_0 - t_u$ = Temperaturunterschied des Hauptträgers AB zwischen Obergurt und Untergurt.

Ist die Drehung infolge M_a (Zustand $X_a = 1$) der Drehung infolge der Temperaturdifferenz Δt gleich gerichtet, so ist das Integral $\int M_a \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot \varepsilon ds$ positiv, sonst negativ.

Der Ausdruck $\Sigma S_a \varepsilon t s$ ist positiv für eine Temperaturzunahme und eine positive Spannkraft S_a (Zugkraft).

Da nur ein Hauptträger und nur ein Hängewerk eine Temperaturzunahme oder -abnahme erfahren soll, so kommen nur die Momente des einen Hauptträgers und die Stäbe des einen Hängewerkes in Frage.

Das Integral $\int M_a \varepsilon \cdot \frac{\Delta t}{h} \cdot ds$ bedeutet für einen konstanten Wert $\varepsilon \cdot \frac{\Delta t}{h}$ die Momentenfläche des Hauptträgers AB für den Zustand $X_a = 1$.

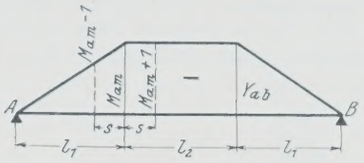


Abb. 8.

Nach Abb. 8 ist

Zustand $X_a = 1$

$$\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \int M_a ds = -\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab}(l_1 + l_2).$$

Dabei ist das Vorzeichen von Y_{ab} berücksichtigt, und für $\Sigma S_a \varepsilon t s$ im Hängewerk CE ergibt sich (vergl. S. 124)

$$\Sigma S_a \varepsilon t s = +\frac{2\varepsilon t V_1 s_1^2}{f} + \frac{\varepsilon t V_1 s_1'}{f}(s_2 - s_3),$$

somit

$$\delta_{at} = -\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab}(l_1 + l_2) + \frac{2\varepsilon t V_1 s_1^2}{f} + \frac{\varepsilon t V_1 s_1'}{f}(s_2 - s_3)$$

(28) $$= -\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \cdot l_1(l_1 + l_2) + \frac{V_1}{f} \cdot \varepsilon t\left[2 s_1^2 + s_1'(s_2 - s_3)\right].$$

Zustand $X_{a'} = 1$.

Für den Zustand $X_{a'} = 1$ weist der Hauptträger AB keine Momentenfläche auf. Nur die Stäbe des Hängewerkes CE liefern einen Beitrag. Es ist

$$\Sigma S_{a'} \varepsilon t s = +\frac{2\varepsilon t V_1' s_1^2}{f} + \frac{V_1'}{f} \cdot \varepsilon t s_1'(s_2 - s_3)$$
$$= \frac{V_1'}{f} \cdot \varepsilon t\left[2 s_1^2 + s_1'(s_2 - s_3)\right]$$

demnach

(29) $$\delta_{a't} = \frac{V_1'}{f} \cdot \varepsilon t\left[2 s_1^2 + s_1'(s_2 - s_3)\right].$$

Zweiter Fall.

Beide Hauptträger und beide Hängewerke unterliegen ein und derselben Temperaturerhöhung oder -abnahme.

Zustand $X_a = 1$.

Hauptträger AB

$$\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \int M_a ds = -\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab}(l_1 + l_2)$$

Hauptträger $A'B'$

$$\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \int M_a ds = 0$$

Hängewerk CE

$$\Sigma S_a \varepsilon t s = +\frac{2\varepsilon t V_1 s_1^2}{f} + \varepsilon t \cdot \frac{V_1 s_1'}{f}(s_2 - s_3)$$

Hängewerk $C'E'$

$$\Sigma S_a' \varepsilon t s = \frac{2\varepsilon t V_1' s_1^2}{f} + \frac{\varepsilon t V_1' s_1'}{f}(s_2 - s_3),$$

somit

(30) $$\delta_{at} = -\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab}(l_1 + l_2) + \frac{\varepsilon t}{f}(V_1 + V_1')\left[2 s_1^2 + s_1'(s_2 - s_3)\right].$$

Zustand $X_{a'} = 1$.

Hauptträger $A'B'$

$$\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \int M_{a'} ds = -\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab}(l_1 + l_2)$$

Hauptträger AB

$$\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \int M_{a'} ds = 0$$

Hängewerk $C'E'$

$$\Sigma S_{a'} \varepsilon t s = +\frac{2\varepsilon t V_1 s_1^2}{f} + \frac{\varepsilon t V_1 s_1'}{f}(s_2 - s_3)$$

Hängewerk CE

$$\Sigma S_{a'} \varepsilon t s = \frac{2\varepsilon t V_1' s_1^2}{f} + \frac{\varepsilon t V_1' s_1'}{f}(s_2 - s_3),$$

hiermit

(31) $$\delta_{a't} = -\frac{\varepsilon \Delta t}{h} \cdot Y_{ab}(l_1 + l_2) + \frac{\varepsilon t}{f}(V_1 + V_1')\left[2 s_1^2 + s_1'(s_2 - s_3)\right].$$

Alle Rechte vorbehalten.

Bau einer eisernen Fußgängernotbrücke in Berlin.

Den großen Verkehrsplänen, die Berlin infolge des immer mehr steigenden Verkehrs durchzuführen hat, wird in Kürze die im Zuge der Alexander- und Brückenstraße liegende, im Jahre 1886 erbaute Jannowitzbrücke zum Opfer fallen. Diese Brücke, die die Spree in drei eisernen Öffnungen überbrückt, steht an Bedeutung der im Jahre 1923 wiedererstandenen Weidendammer Brücke[1]) kaum nach; hier wie dort findet eine Konzentration verschiedener Verkehrswege — Stadtbahn, Schiffahrtweg, Straße, Untergrundbahn — statt. Während aber die Weidendammer Brücke in ihrer alten, nur verbreiterten Form wieder aufgebaut wurde, wird die Jannowitzbrücke durch einen völligen Neubau ersetzt werden, nachdem der neue Tunnel der Untergrundbahnlinie Neukölln—Gesundbrunnen (der früheren AEG-Linie) in die Spree eingebaut worden ist. Dem Umstand, daß die in nächster Nähe gelegene Waisenbrücke den Straßenverkehr aufnehmen kann, ist es zu danken, daß von dem Bau einer Straßen-Notbrücke Abstand genommen werden konnte. Nur der Fußgängerverkehr muß über eine Notbrücke geleitet werden, damit allzu große Umwege zu dem nahe gelegenen Stadtbahnhof vermieden werden.

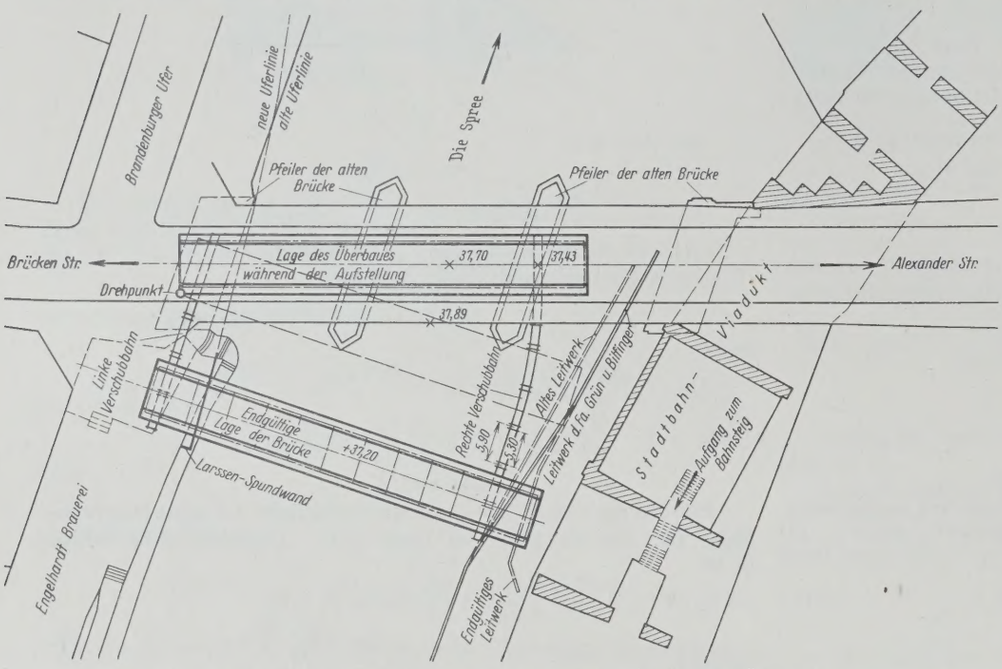


Abb. 1. Lageplan für Aufstellung und endgültige Lage des Überbaues.

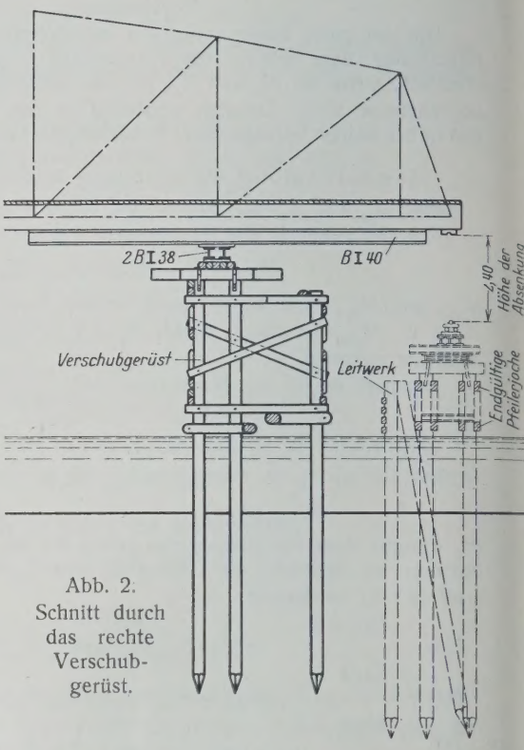


Abb. 2. Schnitt durch das rechte Verschubgerüst.

Bei der großen Zahl von Brückenneu- und -umbauten, die im Laufe der nächsten Jahre in Berlin in Angriff genommen werden müssen, lag es nahe, die Notbrücke derart auszubilden, daß sie mehrere Male Verwendung finden kann. Aus diesem Grunde wurde ein eisernes Fachwerk von 60 m Spannweite gewählt, dessen einzelne Montageteile nicht vernietet, sondern durch gedrehte Schraubenbolzen verschraubt wurden. Bei der statischen Berechnung wurde, um das Verwendungsgebiet des Bauwerks zu erweitern, ein Gehbahnbelag aus Eisenbetonplatten und ein Menschengedränge von 500 kg/m² angenommen. Die Brücke ist außerdem in der Lage, die Lasten größerer städtischer Leitungen aufzunehmen, die außerhalb der Hauptträger auf Konsolen auflagern, während kleinere Rohre und Kabel unter der Gehbahn zwischen den Längsträgern Platz finden können. Die Brücke besitzt eine Gehbahn von 6 m Breite zwischen den innerhalb der Hauptträger liegenden Geländern und bietet damit einen sehr bequemen Übergang auch im großstädtischen Verkehr.

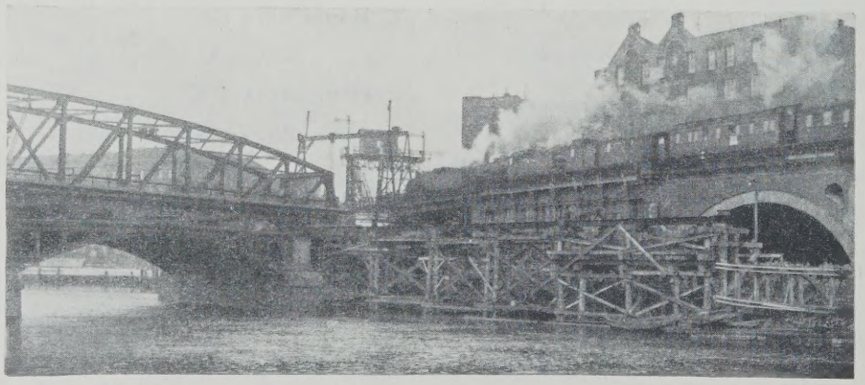


Abb. 3. Überbau während der Verschiebung mit rechtem Verschubgerüst.

Das System wurde erst vor kurzem im Auftrage der Stadt Berlin durch die Reichsbahn als äußerer Hauptträger der Fußwegverbreiterung von Stralau nach Treptow neben der Treptower Eisenbahnbrücke ausgeführt. Es bietet mit seinen gewalzten Füllstäben ein verhältnismäßig gutes Aussehen und wurde aus diesem Grunde von dort für die neue Notbrücke übernommen. Die Querträger sind durch Gelenkbolzen an die Hauptträger angeschlossen; die Übertragung der seitlichen Kräfte auf die Lager geschieht durch einen unteren und oberen Windverband, bei letzterem mit Hilfe der steifen Endportale. Die Konstruktion bietet sonst keine erwähnenswerten Einzelheiten.

Interessant ist die Art der Aufstellung des Bauwerks. Bei der unmittelbaren Nähe der alten Straßenbrücke lag es nahe, diese zur Montage zu benutzen und eine seitliche Verschiebung vorzunehmen (Abb. 1). Der Bewegungsvorgang bestand dann allerdings in einer Drehung um einen Auflagerpunkt und nachfolgender Parallelverschiebung. Die Lage der beiden Verschubbahnen war einerseits von den Ausmaßen der Lagerkonstruktionen, anderseits von dem Vorhandensein einer Arbeitsbühne der Firma Grün & Bilfinger A.-G. abhängig, die augenblicklich die Verstärkungsarbeiten an dem steinernen Stadtbahnviadukt zwischen Jannowitz- und Michaelbrücke ausführt. Um diese Bühne und das sie schützende Leitwerk nicht umbauen zu müssen, wurde die Verschubbahn unter den zweiten Pfosten, also in einem Abstande von 6,60 m vom Auflager entfernt, angeordnet, während auf der gegenüberliegenden Seite der Spree dieser Abstand nur 2 m betrug. Die Verlegung dieser Gleitbahn genau unter dem letzten Pfosten ließ sich mit Rücksicht auf die Lagerroste und die für die Absenkung erforderlichen Hartholzstapel nicht ermöglichen.

Die Lage der beiden Bahnen und die bei der Verschiebung nicht zu vermeidenden Längsbewegungen des Überbaues erforderten die Verstärkung der Hauptträger-Untergurte durch den Einbau von vier Breitflanschträgern Nr. 40, die mit den Untergurten verschraubt wurden und die obere Gleitfläche bildeten (Abb. 2). Die untere Gleitbahn bestand aus je zwei nebeneinanderliegenden Trägern B T 38, deren Enden auf einer gemeinsamen

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 33, 35 u. 36.

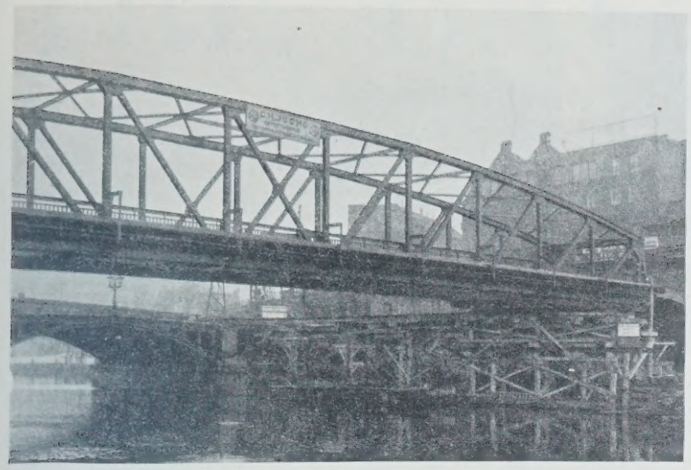


Abb. 4. Überbau in endgültiger Lage vor der Absenkung.

Grundplatte auflagen. Der Unterstützungspunkt eines Trägerstoßes wurde durch vier Rammpfähle gebildet, so daß deren Belastung im Höchstfalle 25 t auf einen Pfahl betrug. Auf der Südseite lag die Gleitbahn auf Land und wurde durch entsprechende Böcke getragen. Die unter die Verstärkungsträger B T 40 untergelegten Walzen hatten 6 cm Durchm.; ihr Umsetzen bei fortschreitender Bewegung war von Hand möglich. Die Bewegung wurde durch zwei Bockwinden bewerkstelligt; der ganze Vorgang des Drehens und Parallelverschiebens (Abb. 3) erforderte nur 10 Stunden. Aus der Höhenlage der alten Brücke ergab sich eine dem Bewegungsvorgang nachfolgende Absenkung des Überbaues um 2,40 m (Abb. 2 u. 4).

Die großen städtischen Leitungsrohre waren schon vor der Verschiebung aufgebracht worden, so daß die gesamte bewegte Last etwa 200 t betrug. Die Eisenkonstruktionsarbeiten waren an die Firma C. H. Jucho in Dortmund vergeben worden, während Grün & Bilfinger das Verschubgerüst lieferte. Bemerkenswert ist, daß der Termin für die Verschiebung bereits vor Beginn der Arbeiten auf den 8. Januar festgesetzt war und durch den strengen und anhaltenden Frost nur um zwei Tage hinausgeschoben zu werden brauchte. Eine Beeinträchtigung der Schiffahrt trat auch während der Verschiebung nicht ein. L. B.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. März erschienene Heft 5 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Bieder: Ein neuzeitlicher Bau für die Bearbeitung von Edelholz in Montreuil sous Bois bei Paris. — Dr.-Ing. R. Färber: Die Berechnung des Verbundquerschnittes von Eisenbetonbalken. — Dr.-Ing. K. Heintel: Grenzen der Erkenntnis im Eisenbetonbau. — Dipl.-Ing. Heinz Sondheim: Gleichungen und Tabellen zur Ermittlung der Stützmomente des über drei Felder durchlaufenden Trägers mit gleichmäßig verteilter Last. — Ing. G. Escher: Die neuen italienischen Bestimmungen für Eisenbetonkonstruktionen. — Baukonzessionen in Sowjet-Rußland. — Zum Ausbau der Eisenbetonbestimmungen.

Technische Hochschule Breslau. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Baurat E. Pavel, Direktor der Hochbahn-Gesellschaft in Berlin, in Anerkennung seiner Verdienste um die technische Ausgestaltung und Entwicklung der Berliner Hoch- und Untergrundbahn. Baurat Pavel leitet den Betrieb der gesamten Hoch- und Untergrundbahnen in Berlin seit ihrer Eröffnung.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1927/28. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt [1])	Davon: Deutsche	Davon: Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen . . .	1047	51	794	1892 (1491)	1791	98	3
Berlin . . .	4713	182	449	5344 (4725)	4026	687 [2])	—
Braunschweig .	952	64	124	1140 (1100)	1037	103	—
Breslau . . .	885	22	51	958 (966)	898	60	—
Danzig . . .	1564	43	116	1723 (1643)	1106	435	182
Darmstadt . .	2361	33	257	2651 (2524)	2442	152	57
Dresden . . .	2558	105	290	2953 (2786)	2264 [3])	244 [3])	155 [3])
Hannover . .	1924	62	266	2252 (1955)	2154	98	—
Karlsruhe . .	1240	51	106	1397 (1358)	1119 [3])	119 [3]) [4])	53 [3])
München . .	4189	52	124	4365 (4181)	4088	150	127
Stuttgart . .	1774	67	562	2403 (2103)	2285	61	57

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Sommerhalbjahr 1927. — [2]) Nur Studierende. — [3]) Studierende und Fachhörer. — [4]) Darunter 9 staatenlos.

Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen . . .	115	81	226	126	63	272	48
Berlin . . .	671	356	1431	1072	303	127	211
Braunschweig .	124	78	288	157	121	—	184
Breslau . . .	52	—	320	163	103	112	53
Danzig . . .	229	121	464	313	134	—	122
Darmstadt . .	277	221	857	568	135	—	303
Dresden . . .	235	184	926		285	—	928
Hannover . .	311	155	805	456	124	—	73
Karlsruhe . .	180	138	446	280	123	—	73
München . .	555	302	2119		322	—	891
Stuttgart . .	239	281	595	273	203	8	175

Außerdem: Bergbau: Aachen 116, Berlin 235, Breslau 82. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau: Berlin 307, Danzig 181.

Technische Hochschule Berlin. Dem Privatdozenten in der Fakultät für Bauwesen Dr. Dr.-Ing. Viktor Lewe ist die Dienstbezeichnung „Außerordentlicher Professor" beigelegt worden.

Beseitigung der Hochwassergefahr für London. Das Hochwasser, unter dem London in diesem Winter schwer gelitten hat, hat Anlaß gegeben, einen alten Plan, der sich mit dem Ausbau der Themse beschäftigt, wieder aufzugreifen. Schon Anfang dieses Jahrhunderts wurden Entwürfe zu einem Stauwerk in der Themse zwischen Gravesend und Tilbury aufgestellt und damit das Ziel verfolgt, die ganze Themse innerhalb Londons zu einem großen Hafen zu machen, in dem auch Seeschiffe mit erheblichem Tiefgang verkehren könnten, in dem aber der Einfluß von Ebbe und Flut, von Schwankungen des Wasserstandes durch Trockenheit oder ein Übermaß von Niederschlägen im Oberlauf der Themse, ferner der Einfluß der Strömung mindestens teilweise ausgeschlossen würde. Im Jahre 1905 und 1906 wurde die Genehmigung des Parlaments zu diesen Planungen beantragt, sie wurde aber nicht erteilt, vermutlich weil damals Erörterungen schwebten, wie die Verwaltung der Londoner Häfen auf eine neue Grundlage gestellt werden sollte. Diese führten erst drei Jahre später zur Errichtung der heute für die Londoner Hafenanlagen zuständigen Behörde, der Port of London Authority, deren Zuständigkeit sich von der Schleuse Teddington (bei Richmond) bis zur Insel Sheppey in der Themsemündung über eine Fläche von 1200 km², darunter fast 300 km² Wasserfläche, erstreckt. Von dem Umfang und der Bedeutung der damaligen Pläne gibt allein schon der Umstand einen Begriff, daß die Kosten der geplanten Anlagen, die durch eine Anleihe aufgebracht werden sollten, auf fünf Millionen Pfund Sterling (rd. 100 Mill. Mark) geschätzt wurden. Heute würde die Ausführung vermutlich mehr als das Doppelte kosten.

Das Stauwerk müßte nach den Planungen aus der Zeit vor rd. 20 Jahren, wie die Zeitschrift Modern vom 14. Januar d. J. berichtet, etwa 760 m lang werden; für die Schiffahrt sollten vier Schleusen von 250 bis 330 m Länge eingebaut werden. Über den Staudamm sollte eine 30 m breite Straße führen, in der bewegliche Brücken den Verkehr über die Schleusen zu vermitteln hätten. Damit aber bei Freigabe der Schiffahrt der Verkehr zwischen den beiden Ufern nicht ganz unterbrochen würde, sollte zugleich ein Tunnel unter der Themse angelegt werden. Obgleich er 7,6 m hoch und 8,5 m breit gemacht werden sollte, also sehr wohl Fuhrwerke aufnehmen könnte, sollte er doch durch Treppen zugänglich gemacht werden, also nur dem Fußgängerverkehr dienen. Es würde aber keine wesentliche Änderung des Planes bedeuten, wenn er zu einem befahrbaren Tunnel umgebildet würde. Durch bewegliche Verschlüsse im Staudamm wäre der Abfluß und damit der Wasserstand zu regeln.

Nachdem mittlerweile die Hafenbehörde die Verwaltung der Londoner Häfen übernommen hat, besteht für die Ausführung derartig weitgehender Planungen nur Aussicht auf Verwirklichung, wenn diese sie unterstützt. Für die Schiffahrt würden die Schleusen, die in den Staudamm eingebaut werden müßten, eine sehr erhebliche Erschwerung des Betriebes und Verkehrs bedeuten, und diese Kreise werden wahrscheinlich einen solchen Ausbau der Themse ablehnen. Das Gelände an den Themseufern ist viel zu wertvoll, als daß es überflutet werden dürfte, und so würden wahrscheinlich auf der ganzen vom Stau betroffenen Fläche die Uferbefestigungen erhöht und verstärkt werden und an vielen Stellen die dahinterliegenden Flächen aufgehöht werden müssen. Für den Verkehr zwischen den beiden Ufern der Themse besteht in der Gegend, in die der Staudamm zu liegen kommen würde, nur eine Fährverbindung, die ihren Betrieb oft wegen Nebels einstellen muß; die Fahrstraße und der Tunnel, die mit der Stauanlage geschaffen werden würden, würden sicher von allen, die am Querverkehr über die Themse unterhalb Londons Interesse haben, freudig begrüßt werden. Wkk.

Von der Einrichtung amerikanischer Großbaustellen gibt eine im Novemberheft 1927 von „La Technique des Travaux" gebrachte Beschreibung vom Bau der Staumauer für das Wasserkraftwerk am Cheat River ein gutes Bild.

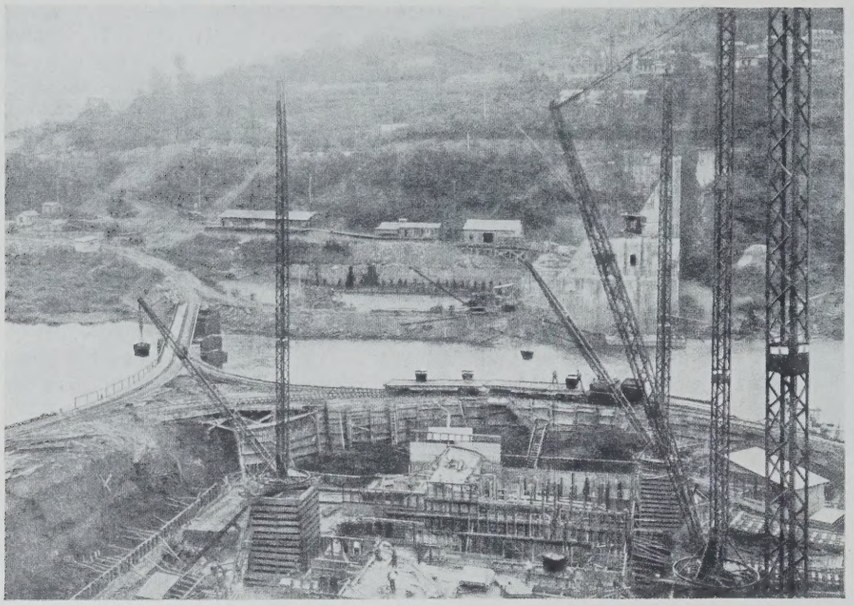


Abb. 1.

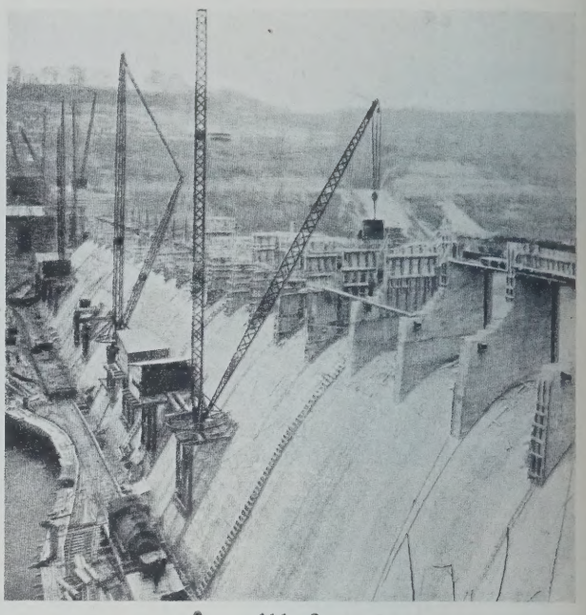


Abb. 2.

Es handelt sich um die im Herbst 1927 vollendete erste einer Reihe von Sperren, die etwa 5 km oberhalb der Einmündung des Cheat River in den Monongahela liegt, eine Gesamtlänge von 305 m, eine Fußbreite von 42,50 m und eine Höhe von der Gründungssohle bis zur Krone von 41 m hat, und für die etwa 115 000 m³ Beton verbaut wurden.

Wie bei allen amerikanischen Bauausführungen in abgelegener Gegend begann man auch hier zunächst mit der planmäßigen Anlage einer Barackenstadt für die Arbeiter, Beamten, Bureaus und Magazine sowie mit dem Bau von Zufahrtwegen und eines Anschlußgleises von über 5 km Länge vom Bahnhof Cheat-Haven der Baltimore-Ohio-Bahn bis zur Baustelle. Am rechten Ufer wurde eine ausgedehnte Kiesbaggerei mit Wasch- und Brechanlage, daneben Betonaufbereitungsanlage und Zementsilos errichtet. Abb. 1 gibt eine Gesamtansicht der Baustelle wieder, in deren Hintergrund die genannten Bauten sichtbar sind, während im Vordergrunde — durch Notbrücke und ausgedehnte Baugleise mit ihnen verbunden — die Staumauerbaustelle selbst und der Fangedamm erscheinen. Kieswasch- und -brechanlage sowie Betonaufbereitung sind durch eine Kabelbahn miteinander verbunden, ihre Zellen am Auslauf mit selbsttätiger Abmeßeinrichtung versehen, der Zement mittels Bandförderung zugeführt.

Abb. 3.

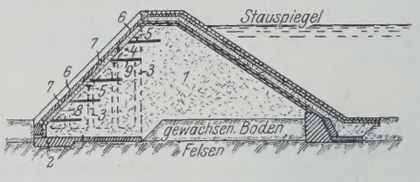
Der verwendungsfertig gemischte Beton gelangt in 1,5 m³ fassenden Kübeln, deren je zwei auf einem Plattformwagen Platz finden, in Zügen von je zwei Wagen und einer Lokomotive in die Schalung. Je vier dieser Betonzüge mit zusammen 24 m³ sind stetig unterwegs, die Kübel werden — wie dies bei amerikanischen Baustellen immer häufiger wird — mittels Schwenkkranes hochgehoben und von Hand entleert, was in Abb. 1 u. 2 gut sichtbar ist. Es waren beim Bau der Cheat Haven-Staumauer acht dieser Schwenkkrane mit einer Auslegerweite von 35 m im Betrieb, die dank ihres großen Arbeitsbereiches und ihrer Schnelligkeit überaus hohe Leistungen erzielt haben, deren Spitzen 1660 m³ je Tag, 7700 m³ je Woche und 28 000 m³ je Monat betrugen.

Die Bauausführung geschah in zwei Abschnitten, deren jeder durch einen besondern, eine halbe Breite des Flußbettes abschließenden Fangedamm geschützt wurde und von denen der erste drei große Lücken aufwies, durch die das Wasser des Flusses beim Abschluß der zweiten Betthälfte strömen konnte. Abb. 2 zeigt den ersten — linken — Teil der fast fertigen Staumauer und läßt besonders gut das Arbeiten der Schwenkkrane erkennen, Abb. 3 zeigt das mächtige Balkengerüst der Betonaufbereitungsanlage. Ki.

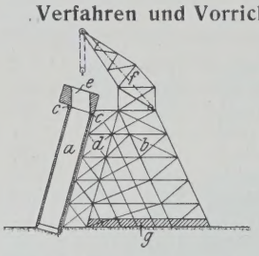
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Talsperrendamm aus Erdschüttung. (Kl. 84a, Nr. 453 117 vom 17. 7. 1925 von Hermann Proetel in Aachen.) — Der Damm soll die Ausspülung oder Abbröckelung von Erdteilchen verhindern und dadurch eine erhebliche Einschränkung des Dammquerschnitts ermöglichen, so daß die Ausführung von Erddämmen auch bei großer Stauhöhe wirtschaftlich bleibt. Zu diesem Zwecke wird die luftseitige Böschung des Staudammes durch eine Eisenbetonhülle eingefaßt, die mit einer überschütteten Grundplatte fest verbunden ist, so daß sie nicht ausweichen kann. Der Dammkörper 1 bedeckt unterhalb der luftseitigen Böschung eine Grundplatte 2, von der Stiele 3 nach oben geführt sind, die mit dem Balken 4 zu einem dachbinderartigen Träger vereinigt sind. Diese Binder sind durch pfettenartige Balken 5 gegeneinander abgestützt, und die schrägen Binderbalken 4 sind durch Stichkappen 6 miteinander verbunden. Bei der Überschüttung des Eisenbetonbauwerks entsteht ein Erddamm, dessen luftseitige Böschung durch eine feste Eisenbetonhülle gesichert ist, die Grundplatte ist durch Belastung mii Erde gesichert, so daß die Zugkräfte in den Stielen aufgenommen werden. Unter der mit Öffnungen 7 versehenen Eisenbetonhülle ist eine Sickerschicht 8 aus Steinschotter verlegt; Drainrohre 9 dienen zur Entwässerung des Dammkörpers.



Verfahren und Vorrichtung zum Gründen von Bauwerken durch Senkbrunnen. (Kl. 84c, Nr. 440 616 vom 21. 8. 1923 von Grün & Bilfinger Akt.-Ges. in Mannheim.) — Die Brunnen *a* werden in schräger Richtung versenkt, wobei ein Gerüst *b* mit einem auswechselbaren Vorbau *d* und Leitschienen verwendet wird, an denen ein um den Kopf des Brunnens gelegter Ring *c* geführt ist. Die Verstärkung des Brunnens durch den Ring *c* dient zur Aufnahme der zum Absenken der Brunnen notwendigen Auflast *e*. Ein Kran *f* dient zum Ausheben des Erdbodens und zur Heranschaffung des Betons.



Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: der Regierungsbaurat Zincke in Schleswig nach Landsberg a. d. Warthe, als Vorstand des Kulturbauamts daselbst; — der Regierungsbaumeister (W.) Tode von der Bauleitung Groß-Ammensleben zur Bauleitung Glindenberg (Kanalbauamt Magdeburg).

Der Regierungsbaumeister (W.) Timme, früher in Vorsfelde, zurzeit beurlaubt, ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienst entlassen worden.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau planmäßigen Baurat Blum bei der Ministerialabteilung für Bezirks- und Körperschaftsverwaltung zum Vorstand des Straßen- und Wasserbauamts Rottweil ernannt.

INHALT: Die neue Erzumschlaganlage im Stettiner Hafen. — Bemerkenswerte Ausführungen bei dem Kraftwerke Partenstein. (Schluß.) — Verstärkung von Blechträgerbrücken durch seitlich angeordnete Hängewerke. — Bau einer eisernen Fußgängernotbrücke in Berlin. — **Vermischtes:** Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Technische Hochschule Breslau. — Besuch der deutschen technischen Hochschulen im Winterhalbjahr 1927/28. — Technische Hochschule Berlin. — Beseitigung der Hochwassergefahr für London. — Von der Einrichtung amerikanischer Großbaustellen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 16. März 1928 Heft 11

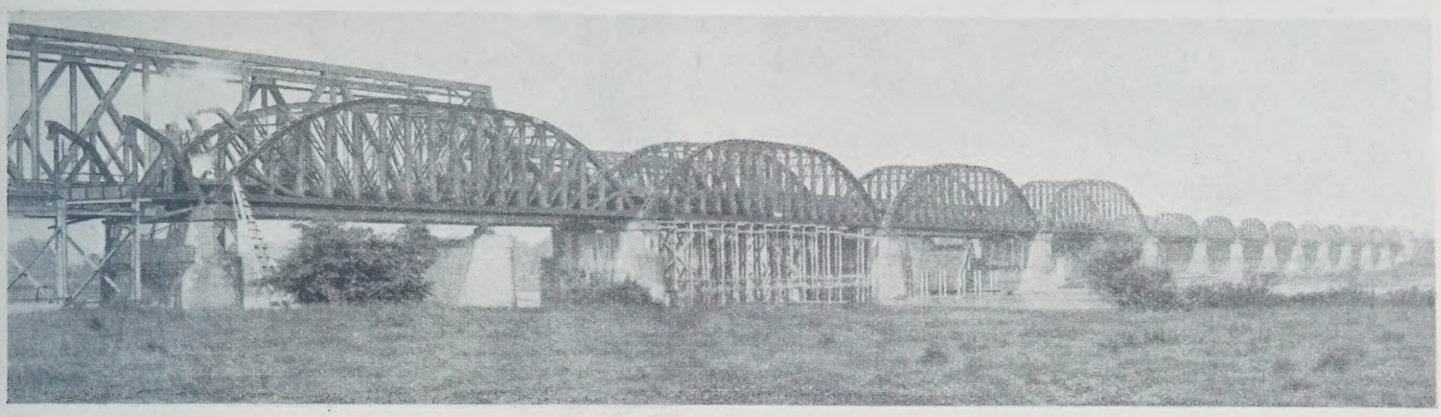


Abb. 1. Elbebrücke bei Hämerten. Ansicht der alten Brücke. Die östlichen Landüberbauten sind bereits abgebrochen.

Der Abbruch der Eisenbahnbrücken über die Elbe und Havel auf der Strecke Berlin—Stendal.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Zwach**, Stendal.

Durch die Inbetriebnahme der neuen Eisenbahnbrücken über die Elbe und die Havel auf der Strecke Berlin—Stendal waren die alten Brücken überflüssig geworden. Sie wurden deshalb abgebrochen. Der Abbruch umfaßte die Beseitigung der eisernen Überbauten und ferner der Pfeiler, die sich nicht mit den Pfeilern der neuen Brücken deckten. Bei der Elbebrücke kamen zwei Pfeiler in Frage, einer mitten im Strome in der Schiffahrtöffnung und einer auf dem Vorlande (Abb. 1), bei der Havelbrücke ein Pfeiler mitten im Strome. Der Abbruch und Ankauf der alten Überbauten wurde auf Grund öffentlicher Ausschreibung vergeben.

Bei der Elbebrücke erhielt die Firma M. Stern A.-G. in Essen den Zuschlag. Es handelte sich um den Abbruch und Ankauf von 18 Überbauten mit einem Gesamtgewicht von rd. 3200 t. Die vertragliche Arbeitszeit betrug 29 Wochen; und zwar sollten die Überbauten 1 bis 3 über dem östlichen Vorlande in fünf Wochen, die anschließenden Überbauten (4 bis 9), die zum größten Teil über dem Strom lagen, innerhalb der folgenden zehn Wochen und die Überbauten über dem westlichen Vorlande (10 bis 18) innerhalb weiterer 14 Wochen abgebrochen werden. Der Arbeitsvorgang war verschieden, je nachdem, ob die Überbauten über dem Wasser oder über dem Lande lagen. Letztere wurden auf das Vorland fallen gelassen (Abb. 2), dort mit Schneidbrennern in verladefähige Stücke zerschnitten, mit Hilfe eines fahrbaren Kranes auf den noch stehenden Teil der alten Brücke gehoben und auf Eisenbahnwagen verladen, um auf einem Anschlußgleis dem Bahnhofe Hämerten zuzurollen. Das Abstürzen geschah in der Weise, daß zunächst die Fahrbahn und der größte Teil der Querträger entfernt wurden (Abb. 3). War so das Gewicht des Überbaues möglichst verringert, dann wurden zunächst der Untergurt und dann der Obergurt in der Nähe des Auflagers durchgebrannt (Abb. 4). Die Arbeiter, die das Durchbrennen besorgten, saßen oder lagen auf Plattformen, die an dem benachbarten Überbau befestigt waren. Sowohl vom Obergurt als auch vom Untergurt wurden zunächst die abstehenden Winkelflanschen und dann erst die Stege durchschnitten. Es zeigte sich, daß die Überbauten erst fielen, nachdem der Untergurt völlig und vom Obergurt sämtliche abstehenden Flanschen ganz und der Steg zu etwa $^3/_4$ durchschnitten waren. Die Überbauten 1 bis 3 (39,545 m Stützweite) verformten sich beim Herabfallen und Aufschlagen sehr wenig, wogegen beim Überbau 4 (65,916 m Stützweite) die Ständer in der Nähe der Auflager ausknickten und die Knotenbleche an den Anschlüssen der Diagonalen rissen (Abb. 5).

Abb. 2. Elbebrücke bei Hämerten. Abstürzen des Überbaues 4.

Entgegen der ursprünglichen Absicht wurde der Überbau 4 auf einem Kahn verladen, da durch die Verladung auf Bahnwagen der Abbruch der Stromüberbauten aufgehalten worden wäre. Diese Überbauten, einer (Nr. 5) von 36,3 m Stützweite und die übrigen vier (6 bis 9) von 65,916 m Stützweite, wurden auf Gerüsten abgebrochen. Diese Arbeit führte im Auftrage der Firma Stern die Brückenbauanstalt C. H. Jucho, Dortmund, aus. Die Gerüste baute die Firma Polensky & Zöllner, Berlin. In der Öffnung 6 durfte der Schiffahrt wegen kein Gerüst gebaut werden. Der Überbau wurde deshalb längs der Brückenachse in die Öffnung 7 geschoben. In dieser Öffnung war ein besonders kräftiges Gerüst gebaut worden, jeder Knotenpunkt wurde durch zwei 30 cm starke Pfähle unterstützt. Auf diesem Gerüst wurde zunächst der Überbau 7 abgebrochen (Abb. 6), dann wurde eine Rollbahn angelegt (Abb. 7), auf dem sich nun das eine (westliche) Auflager des Überbaues 6 bewegte, während das andere (östliche) Auflager auf ein schwimmendes Gerüst abgestützt war (Abb. 8). Der rechnungsmäßige Druck auf dieses Gerüst betrug 180 t. Der Kahn, der das Gerüst trug, hatte eine Tragfähigkeit von 400 t. Es war beabsichtigt, durch Entleeren des Wasserballastes den Kahn so weit aufschwimmen zu lassen, daß er den Überbau vom Pfeiler V abhob. Das gelang nicht völlig. Es mußten Druckwasserwinden zur Anwendung kommen, die die Auflager der Brücke so weit hoben, daß die Unterklotzungen beseitigt werden konnten. Durch Nachlassen der Winden wurde dann der Überbau auf das schwimmende Gerüst abgesenkt. Dabei tauchte dieses um 13 cm tiefer ein. Daß das Abheben durch Auspumpen trotz eines erheblichen rechnerischen Überschusses an Wasserballast nicht gelang, lag anscheinend daran, daß das Gerüst und der Kahn sich in unvorhergesehener Weise durchbogen, was sich besonders beim Verschwimmen störend bemerkbar machte (Abb. 9). Leider fiel auch der Wasserspiegel der Elbe stark. Die Geschwindigkeit der Arbeit litt unter diesen Umständen erheblich, so daß das Verschwimmen vom Einpumpen des Wasserballastes an gerechnet bis zum Absetzen des Überbaues auf Pfeiler VI von 5 Uhr bis 23 Uhr dauerte. Der Überbau wurde dann auf dem Gerüst 7 abgebrochen, in gleicher Weise die Überbauten 8 und 9 auf ihren Gerüsten. Diese Gerüste konnten leichter gehalten werden, da sie nur ruhende Lasten zu tragen hatten. Es brauchte nur jeder zweite

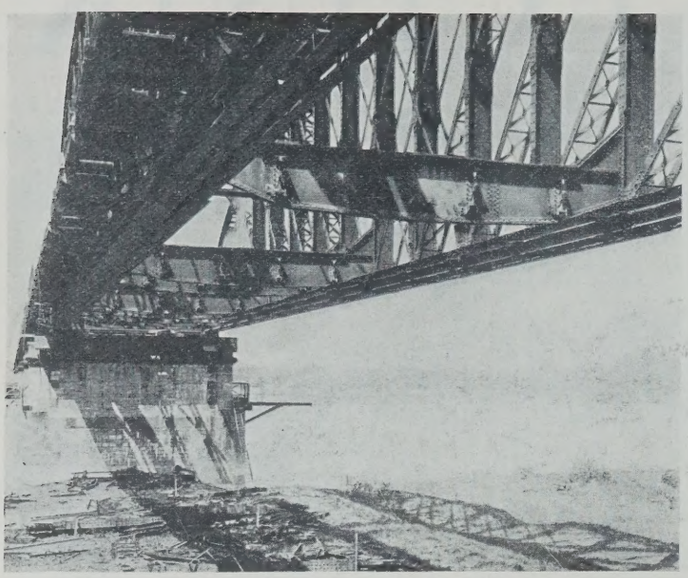


Abb. 3. Elbebrücke bei Hämerten.
Überbau 4 vor dem Abstürzen.

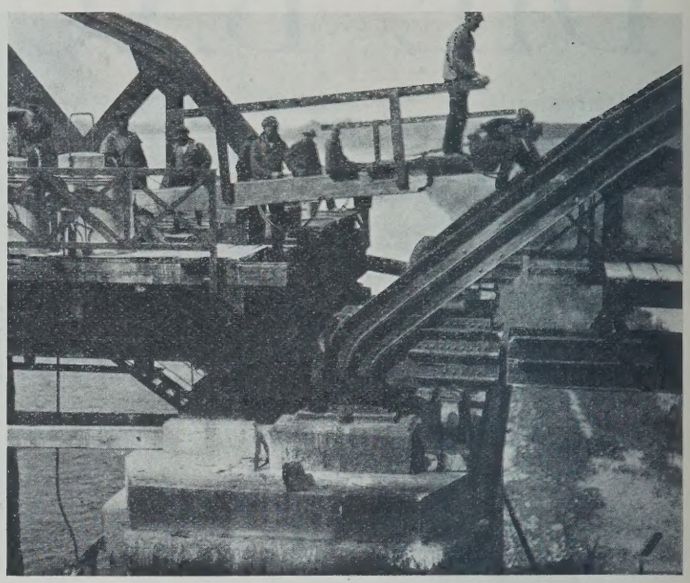


Abb. 4. Elbebrücke bei Hämerten. Überbau 4. Der Untergurt ist durchgeschnitten. Der Obergurt wird gerade durchschnitten.

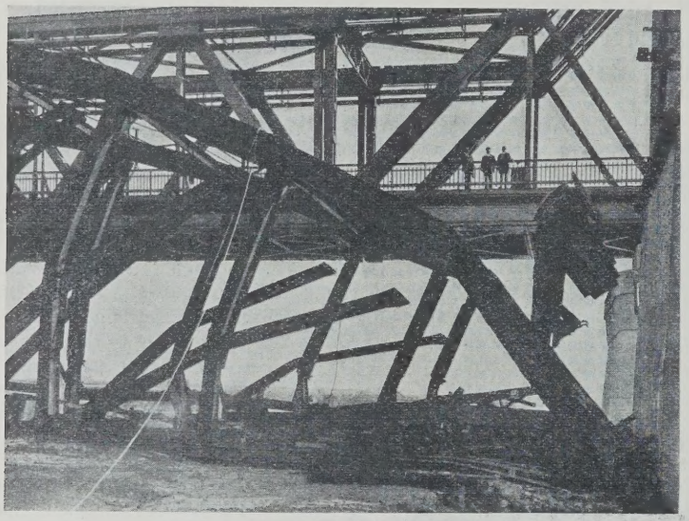


Abb. 5. Elbebrücke bei Hämerten.
Der abgestürzte Überbau 4.

Abb. 7. Elbebrücke bei Hämerten.
Gerüst in Öffnung 7 mit Rollbahn für Überbau 6.

Knotenpunkt unterstützt zu werden. — Die über dem westlichen Vorlande liegenden Überbauten wurden, wie dies bereits bei 1 bis 4 geschildert wurde, abgestürzt, zerschnitten und auf Eisenbahnwagen verladen. Diese Arbeit ging recht flott vonstatten. Die Abbruchdauer eines Überbaues von 33,268 m Stützweite einschließlich der Beseitigung des Oberbaues betrug im Durchschnitt fünf Tage. So gelang es, obwohl bei den Überbauten 1 bis 9 an Zeit zugesetzt worden war, im ganzen die vertragliche Fertigstellungsfrist einzuhalten.

Der Abbruch hat an den alten Überbauten, abgesehen von den in dem Aufsatze von Herrn Reichsbahnoberrat Kreß in der „Bautechnik“ 1925, S. 212 erwähnten Sprüngen an den Auflagern, keine weiteren Schäden zutage treten lassen.

Im Anschluß an das Ausschwimmen des Überbaues 6 wurde mit dem Abbruch des

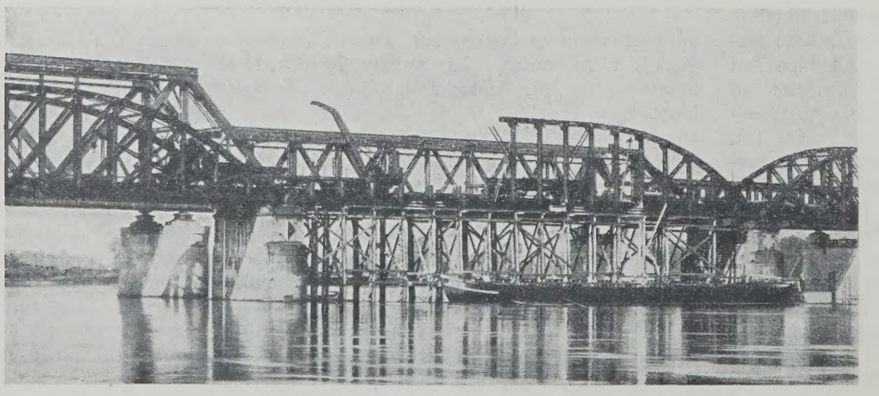


Abb. 6. Elbebrücke bei Hämerten.
Abbruch des Überbaues 7.

Abb. 8. Elbebrücke bei Hämerten.
Schwimmgerüst für Überbau 6.

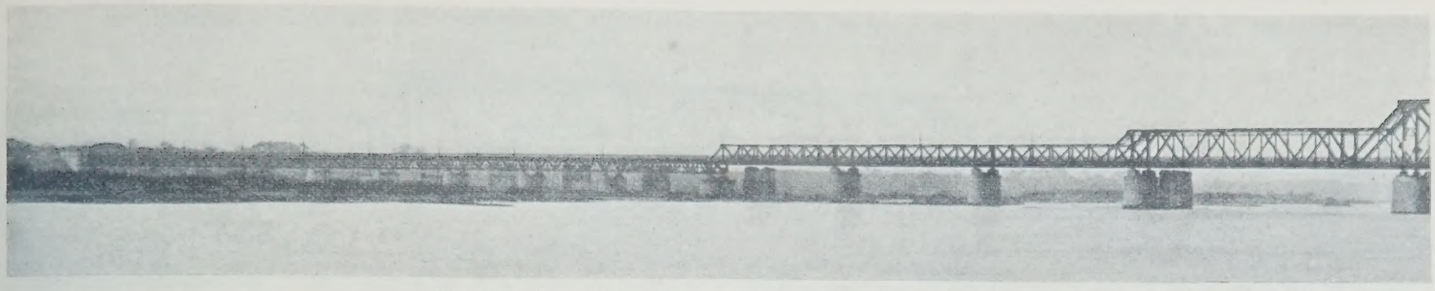
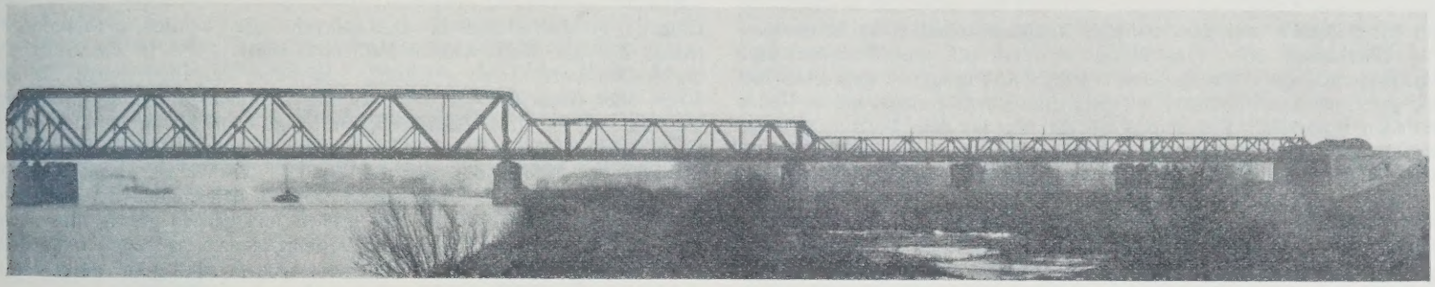


Abb. 10. Neue Elbebrücke bei Hämerten. Gesamtansicht.



Zu Abb. 10.

Pfeilers V mitten im Strome begonnen. Die Elbstrombauverwaltung forderte, daß der Pfeiler bis auf Ordinate + 26,42 über NN, mindestens aber bis auf 50 cm unter der Flußsohle an der Abbruchstelle beseitigt wurde. Da an der fraglichen Stelle die Flußsohle erheblich tiefer liegt als die Sollsohle, so ergab sich als Abbruchtiefe die Ordinate + 24,96 über NN, was gleichbedeutend ist mit 3,5 m unter NW. Die Arbeit wurde auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung der Spreng- und Tauch-Gesellschaft Ernst & Harry Töpper, Berlin, übertragen. Es war beabsichtigt, den Teil über Wasser in kleinen Stücken abzusprengen und dann von etwa 50 cm über der Wasserlinie ab senkrechte Sprenglöcher in das Mauerwerk bis 50 cm unter der vorgeschriebenen Abbruchtiefe zu treiben. Schon der Abbruch über Wasser gestaltete sich schwierig, da im Innern des Pfeilers Rogensteinmauerwerk angetroffen wurde, dessen Fugen sehr unregelmäßig verliefen. Auch wechselte ihre Stärke erheblich. Ausgefüllt waren sie mit einem auffallend weichen Mörtel; zum Teil wiesen sie auch Hohlräume auf. Hierdurch wurde das Bohren infolge Abgleitens und Festklemmens der Bohrer in den Fugen sehr erschwert. Dies machte sich unter Wasser besonders unangenehm bemerkbar. Da die Löcher nicht bis auf die beabsichtigte Tiefe hinabgetrieben werden konnten, mußte das Mauerwerk stückweise beseitigt werden; es mußte immer wieder von neuem mit Hilfe von Tauchern gebohrt und gesprengt werden. Die Beseitigung der Trümmer besorgte ein Greifbagger. Erschwert wurden die Arbeiten noch durch das Wandern des Sandbodens im Elbebett, wodurch die Arbeitstelle immer wieder versandete. Durch diese Schwierigkeiten wurde die Arbeit erheblich verzögert. Sie sollte in sechs Wochen beendet sein, gebraucht wurden etwa zehn Wochen. Der Pfeiler auf dem Vorlande wurde durch Sprengungen umgelegt und dann zerkleinert. Das zerkleinerte Material wurde an Ort und Stelle gelagert und der Wasserbauverwaltung zur Verfügung gestellt. Am 8. November waren sämtliche Abbruchsarbeiten beendet. Damit war einerseits der Streit zwischen den Städten Stendal und Tangermünde um Erhaltung der Brücke und Ausbau zur Straßenbrücke, nachdem er bereits vorher durch Stellungnahme der Provinz Sachsen für einen Brückenbau bei Tangermünde im wesentlichen beigelegt worden war, nunmehr völlig gegenstandslos geworden. Anderseits kommen erst jetzt die ruhigen, der flachen Landschaft angepaßten Formen der neuen Brücke voll zur Geltung, da ihre Wirkung nicht mehr durch das Stabgewirr der alten Brücke beeinträchtigt wurde (Abb. 10).

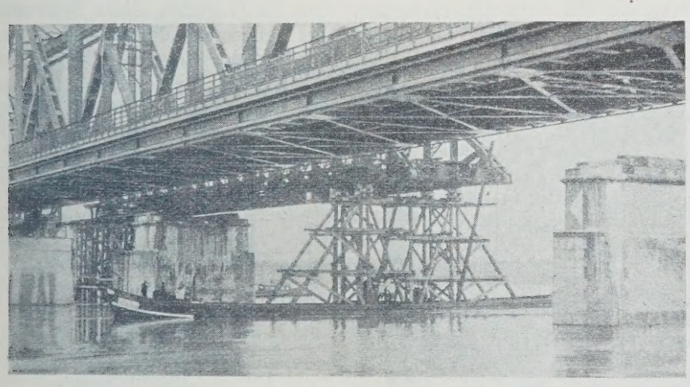


Abb. 9. Elbebrücke bei Hämerten.
Ausfahren des Überbaues 6.

Abb. 11. Havelbrücke bei Rathenow.
Ausschwimmen eines Stromüberbaues.

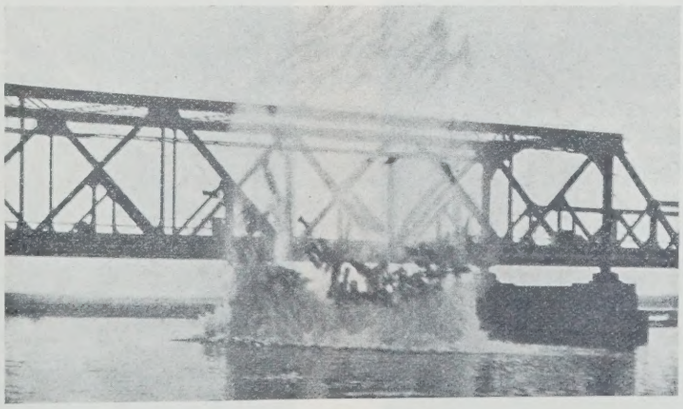


Abb. 12. Havelbrücke bei Rathenow.
Sprengung des Strompfeilers in der Schiffahrtöffnung.

Bei der Havelbrücke waren fünf Überbauten mit einem Gesamtgewicht von etwa 650 t abzubrechen. Den Auftrag zur Ausführung der Arbeiten erhielt auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung die Brückenbauanstalt Karl Marks, Stettin. Das Eisen erwarb die Firma Adler jun., Frankfurt am Main. Im Gegensatze zur Elbebrücke wurde sämtliches Eisen auf dem Wasserwege abbefördert, da eine Gleisverbindung zwischen

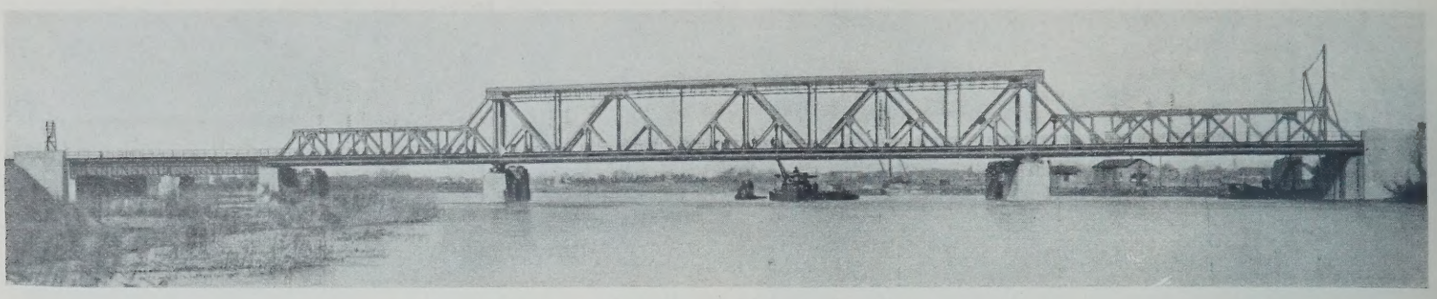


Abb. 13. Neue Havelbrücke bei Rathenow. Gesamtansicht.

der alten Brücke und dem Bahnhof Rathenow nicht mehr bestand. — Die Überbauten über dem Wasser wurden auf fünf Prahmen nach einem stromabwärts am Flußufer erbauten Abbruchgerüst gebracht, hier abgesetzt, an Land gerückt, mit Schneidbrennern zerlegt und in Kähne verladen (Abb. 11). Die beiden Überbauten auf dem Vorlande wurden auf Gerüsten abgebrochen und in Kähne verladen. Die Arbeit, für die nach dem Vertrage drei Monate zur Verfügung standen, konnte fristgemäß vollendet werden.

Den Abbruch des Strompfeilers führte auf Grund einer öffentlichen Ausschreibung die Ph. Holzmann A.-G., Berlin, aus. Das Mauerwerk über dem Wasser wurde zunächst mit kleinen Ladungen stückweise gesprengt. Eine elektrische Bohrmaschine bohrte Löcher von 1,00 m Tiefe und 5 cm Stärke. Das Entzünden der Sprengladung (500 g Ammonit-Gelatine) geschah elektrisch. Die Abbruchmassen wurden in Prahme geladen, die das Wasserbauamt Rathenow stellte, und in das Sturzbett der Steckelsdorfer Arche geschüttet. Nachdem der Pfeilerschaft bis auf 50 cm über Wasserlinie abgebrochen war, wurden 24 Löcher von 12 cm Durchm. und einer durchschnittlichen Länge von 4,00 m gebohrt. Die Sprengladung betrug 80 kg. Sie wurde auf einmal durch elektrische Zündung zur Explosion gebracht (Abb. 12). Vorher war rund um den Pfeiler herum eine Rinne gebaggert worden, damit beim Sprengen die Spundwand abbrechen sollte. Im großen und ganzen gelang dies auch. Immerhin mußten später noch einige Sprengungen vorgenommen werden, um die Spundbohlen ganz zu entfernen. Am 5. April 1927 waren sämtliche Abbrucharbeiten der Havelbrücke beendet.

Abb. 13 zeigt die neue Brücke nach dem Abbruch der alten.

Alle Rechte vorbehalten.

Eisenbetonquerschwelle mit Mittelgelenk.

Von Oberregierungsbaurat **Roudolf**, Berlin-Friedenau.

Die Frage der Verwendung von Eisenbetonschwellen im Eisenbahngleis spitzt sich dahin zu, daß ein Mittel gefunden werden muß, die bis jetzt immer aufgetretenen Risse in der Mitte der Schwelle zu beseitigen. In meinem Aufsatz in der „Bautechnik“ 1926, Heft 41, S. 617, habe ich an drei Abbildungen gezeigt, daß diese Mittelrisse ganz unabhängig von der Breite der Schwelle zwischen den Schienen bei den jetzigen starren Betonschwellen immer entstehen. Merkwürdigerweise zeigt die Doppelschwelle die größte Beschädigung. Drei neue Abbildungen (1, 2 u. 3) desselben Oberbaues, der bei Berlin auf der schlesischen Strecke verlegt war, zeigen das gleiche Ergebnis. Die Risse liegen fast immer in der Mitte der Schwelle. Es müssen Biegungsspannungen auftreten, denen die Schwelle nicht gewachsen ist.

Diese schädlichen Biegungsspannungen kommen daher, daß die beiden Räder eines Fahrzeuges, die starr durch die Achse miteinander verbunden sind, gleichzeitig auf die Schwelle einwirken. Die Biegungslinie einer Schwelle unter den beiden Rädern einer Achse hat nebenstehende Form (Abb. 4). Die Beanspruchung ist in der Mitte der Schwelle erheblich. Diesen Übelstand zu beseitigen, ist bisher vergeblich versucht worden. Man hat dieses sogenannte „Reiten“ der Schwelle dadurch abschwächen wollen, daß man den Querschnitt in der Mitte zusammenzog, oder ein längliches Loch anordnete, oder den Querschnitt dreieckig (▽) formte oder die Schwelle in der Mitte nicht unterstopfte. Alle derartige Maßregeln halfen nichts.

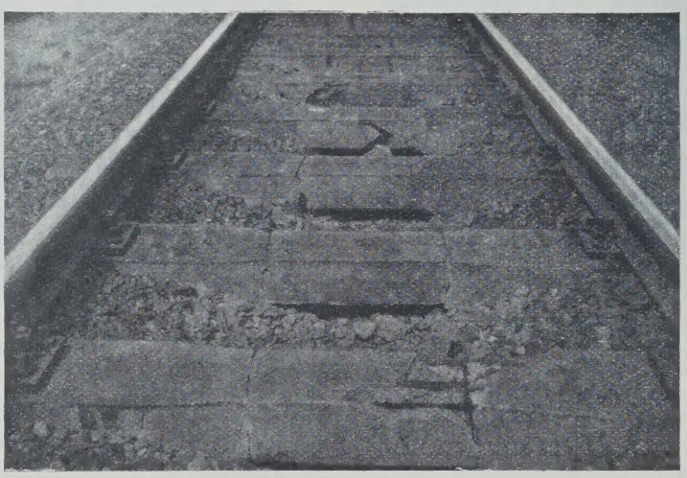


Abb. 1. Betonschwellen ohne Gelenk.

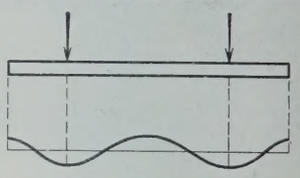


Abb. 4. Biegungslinie.

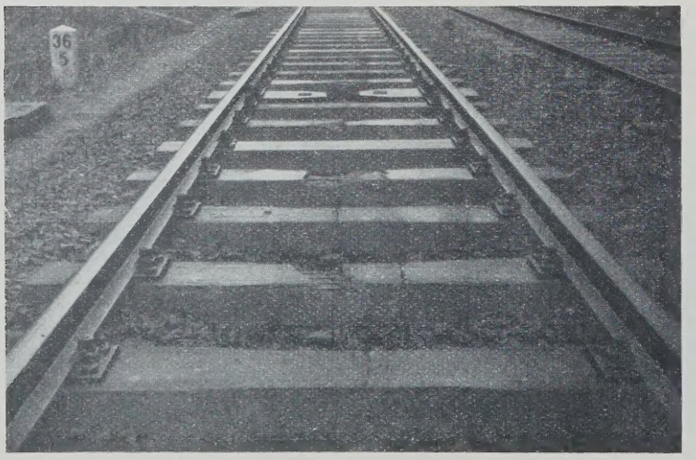


Abb. 2. Betonschwellen ohne Gelenk.

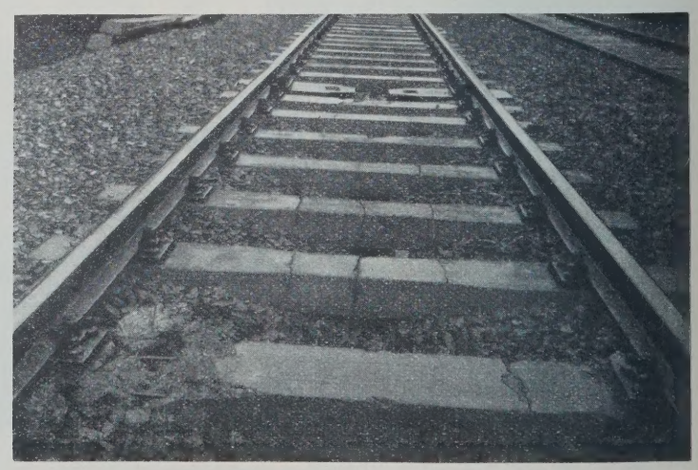


Abb. 3. Betonschwellen ohne Gelenk.

Hinzu kam noch der Umstand, daß die Betonschwellen mit Rücksicht auf ihr großes Gewicht nur 2,4 m statt 2,7 m lang gemacht wurden. Dies wirkte auch sehr ungünstig, da der Bettungsdruck bei der kurzen Schwelle an den Enden erheblich wächst. Dieser Bettungsdruck am Ende der kurzen Schwelle kann den Druck in der Mitte, der am größten unter der Schiene bei der Schwelle von 2,4 m Länge ist, übersteigen.

Alle diese Nachteile werden beseitigt mit meiner zweiteiligen Eisenbeton-Querschwelle mit Mittelgelenk, Bauart Roudolf (Abb. 5), D. R. P. 438 922. Genau wie im Brückenbau der starre Stein- oder Betonbogen dadurch von der Rissebildung im Scheitel und an den Kämpfern befreit wurde, daß man Gelenke anordnete, bei dem Zweigelenkbogen an den beiden Kämpfern und beim Dreigelenkbogen außerdem noch im Scheitel des Bogens. Genau so habe ich bei meiner Schwelle, um die Risse in der Mitte zwischen den beiden Schienen, die dadurch entstehen, daß die beiden Räder einer starren Achse gemeinschaftlich auf die Schwelle drücken, zu vermeiden, an der Stelle, an der die größte Biegungsspannung entsteht, in der Mitte ein Gelenk angeordnet. Auf diese Weise ist es möglich, daß jeder Schwellenteil sich unter dem auf ihn drückenden Rade für sich einstellen kann, also Biegungsspannungen in der Mitte beseitigt sind, die Risse hervorrufen. Da diese Schwelle aus zwei Teilen besteht von zusammen 2,7 m Länge, die, wie oben gezeigt, nötig ist, um eine bessere Übertragung der Drücke auf die Bettung zu bewirken, so kann sie bequem durch zwei Mann transportiert und eingebaut werden; denn ein Betonstück von 1,35 m Länge können zwei Mann regieren.

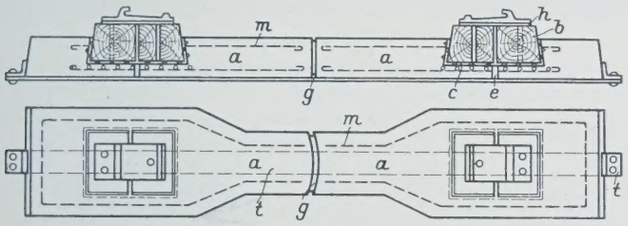


Abb. 5. Eisenbetonschwelle mit Mittelgelenk (Bauart Roudolf.)

Die neue Betonschwelle Bauart Roudolf (Abb. 5) besteht aus Beton von einer Mischung 1 : 4 mit Eiseneinlagen. Die Befestigungsmittel für die Schiene, die Schwellenschrauben, werden in Hartholzklötze, die in der Mitte geteilt sind, um Bewegungen des Holzes beim Quellen zuzulassen, eingebohrt. Der trapezförmige Klotz ist mit gezacktem Eisenblech umnagelt, damit er besser in dem Beton haftet. Auf dem geteilten Klotz der Schwelle unter der Unterlagplatte der Schiene liegt eine Hartpapierplatte, die den Druck elastisch auf die Betonschwelle überträgt. Diese Hartpapierplatte hat die Eigenschaft, sich um 10% ihrer Dicke zusammenzudrücken, ohne sich dauernd zu verformen.

Der wichtigste Bestandteil der neuen Betonschwelle aber ist das Gelenk in der Mitte. Die beiden Schwellenteile *a, a*, deren Zwischenraum *g* mit einer Hartbleiplatte ausgefüllt ist, werden durch ein starkes, an den Enden aufgebogenes Flacheisen *t* zusammengehalten. Das Flacheisen hat an seinen Enden unterschnittene Taschen, denen die beiden Schwellenteile an ihren Außenenden durch Abschrägungen angepaßt sind. Dadurch entsteht ohne besondere Verbindungsmittel ein Zusammenhang zwischen den Schwellenteilen untereinander und mit dem Flacheisen, durch den einerseits die Spurweite gewahrt und anderseits das Lösen der Teile verhindert wird. Weiteres über die Gelenkkonstruktion mitzuteilen, behalte ich mir vor. Besondere Verbindungsteile zum Festhalten des Flacheisens, wie Schraubenbolzen, die durch die Schwelle hindurchgehen, sind nicht vorhanden. Ferner besteht bei der neuen Schwelle die Möglichkeit des Nachspannens durch Keile zwischen den schrägen Schwellenenden und dem aufgebogenen Ende des Flacheisens. Die Klötze *b* nehmen die üblichen Befestigungsmittel auf, *e* ist ein Loch zum Ablaufen des Wassers, *h* ist die elastische Hartpapierplatte, die den Druck auf den Holzklotz und durch diesen auf die Betonschwelle elastisch überträgt.

Die Befestigung der Schiene auf der Betonschwelle ist durch den neuesten Rippenplatten-Oberbau K 49 gut gelöst. Die Unterlagplatte wird mit Schwellenschrauben vor dem Einbau aufgeschraubt. Die Hakenschraube, die die Klemmplatte auf den Schienenfuß drückt, wird von der Seite eingebracht und angezogen. Das Ganze ist zusammendrückbar miteinander verbunden, weil auf der Unterlagplatte unter der Schiene ein Holzplättchen von 5 mm Stärke liegt. Dieses Holzplättchen soll die Haltbarkeit des Oberbaues sicherstellen. Gewöhnlich reißt aber diese Holzplatte in der Mitte, und die Teile rutschen zwischen Schienenfuß und Unterlagplatte heraus, ganz abgesehen davon, daß dies Holzplättchen sich zusammendrückte und so das Ganze lockert. Auf den Ersatz durch eine elastische Platte, die nicht reißt und nicht herausrutschen kann, gehe ich in einem späteren Aufsatz ein. Durch die getrennte Befestigung der Unterlagplatte auf der Schwelle und die besondere Befestigung der Schiene auf der Platte mit den üblichen Klemmplatten und der Hakenschraube ist eine geringe Bewegung auf der Platte möglich, die die Betonschwelle sehr schont.

Die elastische Übertragung der Achsdrücke durch die Hartpapierplatte auf die Betonschwelle ist sehr wichtig. Bis jetzt gibt es keine Platte, die wie die Hartpapierplatte um 10% ihrer Dicke sich zusammendrückt und nachher ihre alte Gestalt wieder annimmt. Das ist für die Haltbarkeit der Befestigungsmittel und Schonung der Schwelle wesentlich. Ich habe Hartpapierplatten bei Holzschwellen und Eisenschwellen eingebaut, die den Erfolg hatten, daß lange Zeit an dem Oberbau keine Schraube angezogen zu werden brauchte.

Die Nachteile, die die Betonschwelle bis jetzt gehabt hat, sind durch die beschriebene neue Schwelle beseitigt. Die völlige Starrheit des Schwellenkörpers ist aufgehoben, die gleichzeitig stattfindenden Stöße der beiden Räder, die fest auf einer Achse sitzen, werden jetzt für jedes Rad getrennt auf eine Schwellenhälfte übertragen. Der Nachteil des großen Gewichts, das die nicht geteilte Schwelle unhandlich macht, ist durch die Trennung in zwei Hälften beseitigt, und damit ist der Vorteil des großen Gewichtes, das eine ruhige Gleislage gewährleistet, gewahrt (Abb. 5).

Genau wie bei unseren Beton- und Steinbrücken sich die Gelenke eingebürgert haben und eine Weiterentwicklung der massiven Brücken veranlaßt haben, so wird auch die Gelenkausbildung bei der Betonschwelle die Möglichkeit der Brauchbarkeit der Schwelle ergeben. Hat doch jetzt schon der Beton als Baustoff sich überall als einwandfrei erwiesen und liegen über seine Bewährung hinreichend Erfahrungen vor. Gerade für die Schwelle, bei der es sich um Gewichtsvermehrung handelt, um den neuen Achslasten von 25 t entgegenzuwirken, ist der Eisenbeton der beste Baustoff. Mit der Einführung des Betons im Eisenbahnoberbau würde auch den Bahnverwaltungen die Sorge, sich gegen Fäulnis bezw. Feuer und Rost bei der Holz- und Eisenschwelle zu sichern, abgenommen sein. In Tunneln, in Einschnitten und in Gruben ist der Beton ein gutes Schwellenmaterial der Feuchtigkeit wegen. Gerade in Tunneln ist die Haltbarkeit der Holzschwelle, die fast ausschließlich verwendet wird, gering.

Bei den großen Kosten des Eisenbahnoberbaues, der bei uns allein für Holzschwellen im Jahre rd. 40 Millionen verschlingt, sollte man auch in Deutschland nach dem Vorbilde Ungarns und Italiens auf längeren Probestrecken genaue Beobachtungen anstellen, um ein Schwellenmaterial zu finden, das beständiger ist als Holz und Eisen.

Meine Betonschwelle mit Mittelgelenk wird hergestellt von der Reichsbahndirektion Schwerin i. Mecklenburg.

Grundströmung und Geschiebebewegung an umflossenen Strompfeilern.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **A. Hinderks**, Hannover.

Auf die grundlegenden Tatsachen der Geschiebebewegung an Strompfeilern in Flußläufen ist in neuerer Zeit mehrfach hingewiesen worden. Beschädigungen an Bauwerken und Einstürze haben zu Vermutungen über die auskolkenden Wirkungen der Strömung am Pfeilerfuß geführt, und durch Modellversuche sind diese Vermutungen zum Teil bestätigt, richtiggestellt oder ergänzt, so daß man heute mit einiger Sicherheit angeben kann, wo bei einem in der Strömung stehenden Staukörper die Gefahr der Auskolkung oder der Anlandung besteht.

Die an der Kanalsohle auftretende Grundströmung, die die Geschiebebewegung verursacht, ist dabei bis jetzt noch wenig zur Erklärung herangezogen worden,[2]) in erster Linie wohl deswegen, weil sie durch die Bewegung in den Mittelschichten und die Oberflächenströmung stark verdeckt wird und die an den Pfeilern auftretenden Wirbelerscheinungen eine versuchstechnische Behandlung nach dieser Richtung schwierig erscheinen lassen. Einen guten Einblick in die Grundströmung bei Modellversuchen kann man aber, wie vom Verfasser bereits berichtet,[3]) in einfacher Weise gewinnen, wenn man die Sohle des Kanalmodells mit Öl- oder Lackfarbe bestreicht, also eine von Wasser nicht lösliche, zähe Grenzschicht herstellt und das strömende Wasser auf die noch frische Schicht einwirken läßt.

[1]) Die in den Abbildungen dargestellten Strömungsversuche sind in der „Versuchsanstalt für Grundbau und Wasserbau" der Technischen Hochschule Hannover ausgeführt worden.

[2]) Untersuchungen über die Geschiebebewegung in Krümmern und Kanalverzweigungen, in denen die Grundströmung zur Erklärung der Geschiebebewegung herangezogen und durch eingestreute Kalipermangan-Körnchen sichtbar gemacht wird, sind von H. Thoma durchgeführt und in „Veröffentlichungen der Mittleren Isar A.-G. München" über „Modellversuche" (1923) veröffentlicht.

[3]) Z. d. V. d. I. 1927, S. 1779, und 1928, S. 86: „Nebenströmungen in gekrümmten Kanälen".

Bei den im folgenden beschriebenen Versuchen, bei denen dieses Verfahren Anwendung gefunden hat, lag die Strömungsgeschwindigkeit immer oberhalb der kritischen Geschwindigkeit, es handelt sich also überall um turbulente Strömung im Innern des Kanals. Die Frage, wie sich bei solchen Strömungen die Flüssigkeitschicht in unmittelbarer Nähe der Kanalwände, in der sogenannten Grenzschicht, verhält, ist bisher nicht endgültig geklärt. Versuche mit Parallelströmung im geraden Kanal, aus denen auf laminare Strömung in der Grenzschicht zu schließen ist, werden von Schoklitsch[4]) beschrieben. Die Versuche des Verfassers scheinen diesen Schluß zu bestätigen; man darf aber nicht übersehen, daß hier eine Grenzschicht durch die Ölfarbe, ein Medium von ganz anderer Zähigkeit als Wasser gebildet wird, das etwa vorhandenen turbulenten Querbewegungen nicht zu folgen vermag und daher nur die Hauptbewegung der Wasserteilchen in der Nähe der Wand sichtbar macht.

Die Versuchsdauer betrug bei hohen Geschwindigkeiten einige Minuten, bei kleinen Geschwindigkeiten mehrere Stunden. Die Ausbildung des Strombildes vollzieht sich während dieser Zeit, indem der Farbstoff vom Wasser langsam mitgeschleppt wird; eine nennenswerte Abweichung von der Wasserbewegung infolge der auf Medien verschiedenen spezifischen Gewichts verschieden stark wirkenden Fliehkraft ist daher kaum zu erwarten, und man darf annehmen, daß das erhaltene Strombild mit großer Annäherung den zeitlichen Mittelwert der Wasserbewegung an der Sohle darstellt.

Um zu einer Vorstellung über die Art der Strömung vor einem umflossenen Staukörper zu gelangen, soll zunächst eine in einem allseits geschlossenen Kanal quer zur Geschwindigkeitsrichtung angebrachte kreisförmige Platte betrachtet werden. Berührt die Platte nirgends die Kanalwände, sondern ist sie frei im Strome, etwa durch Fäden, befestigt, so erhalten wir an der der Stromrichtung zugewandten Vorderseite ein Strombild, wie es Abb. 1 in schematischer Seitenansicht, Abb. 2 in der auf einer Platte aufgebrachten Farbschicht darstellt. Die Platte, eine an vier Fäden in einem Rohr von 100 mm lichter Weite angebrachte Zelluloidplatte von 40 mm Durchm., war einer Geschwindigkeit von etwa 4 m/Sek. ausgesetzt. Die Wasserfäden biegen, wie die Abbildungen zeigen, knapp vor der Platte um und fließen achsensymmetrisch zum Plattenrande.

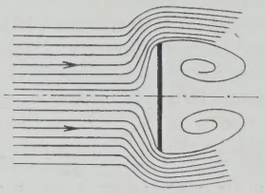


Abb. 1.
Platte im Parallelstrom.

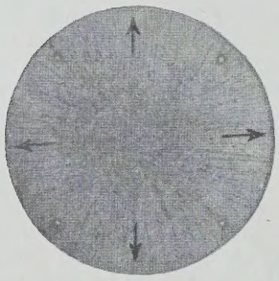


Abb. 2.

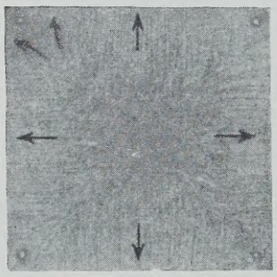


Abb. 3.

Abströmungsrichtungen auf angeströmten Platten.

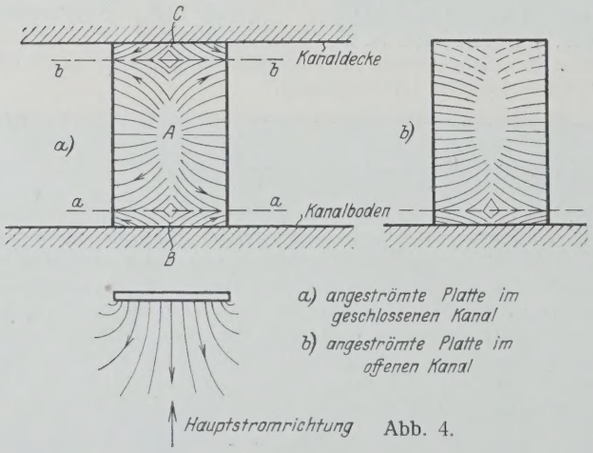


Abb. 4.

Abb. 3 zeigt denselben Vorgang auf einer 40 × 40 mm großen quadratischen Platte. Die vom Druckzentrum abströmenden Grenzschichtfäden weichen von der diagonalen Richtung ab und verfolgen einen kürzeren Weg zum Plattenrand. Die Abbildung gibt eine Überleitung zu dem Strombilde eines über die ganze Höhe eines geschlossenen rechteckigen Kanals vom Boden bis zur Decke reichenden Hindernisses nach Abb. 4a. Es handelt sich hier um eine rechteckige Platte, die senkrecht zur Stromrichtung angebracht ist und mit ihren Schmalseiten den Boden und die Decke des Kanals berührt. In der Mitte entsteht das normale Druckzentrum *A*, von dem aus die Grenzschichtstromfäden nach außen fließen. Die Ablenkung aus der ursprünglichen Stromrichtung beträgt dabei 90°. Zwei weitere Abströmungszentren *B* und *C* entstehen in

[4]) Schoklitsch: Über die Bewegung des Wassers in offenen Gerinnen Schweiz. Bauzeitung 1922, S. 47.

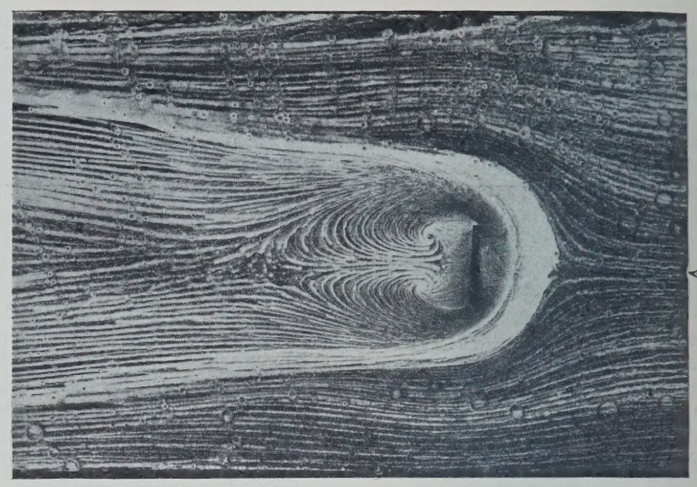


Abb. 5. Grundströmung um die Platte im geschlossenen Kanal bei hoher Geschwindigkeit.

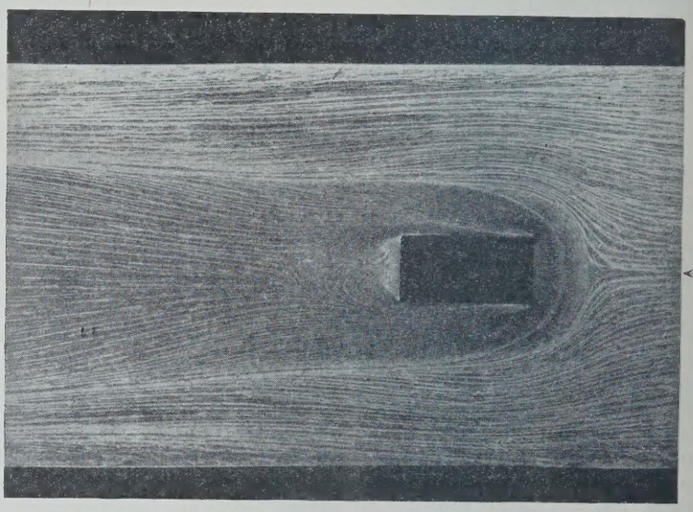


Abb. 6. Grundströmung um den Quader im geschlossenen Kanal bei hoher Geschwindigkeit.

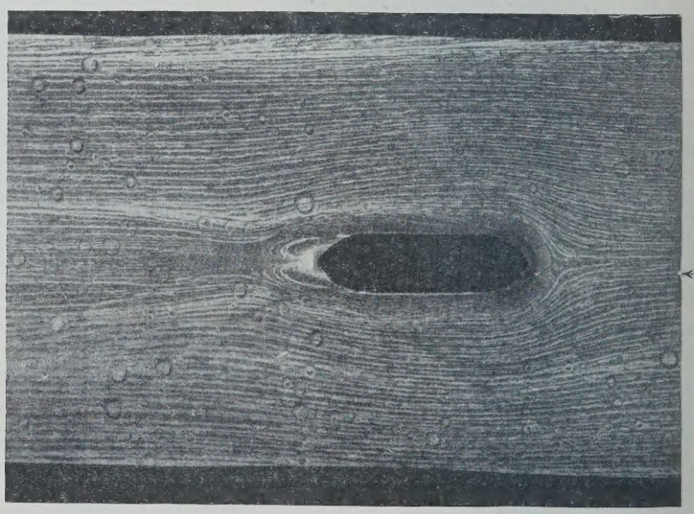


Abb. 7. Grundströmung um das Pfeilermodell im geschlossenen Kanal bei hoher Geschwindigkeit.

der Nähe der Berührungskanten der Platte mit dem Kanalboden und der Decke. Die von ihnen nach der Platte abgehenden Stromfäden fließen den von der Mitte kommenden Fäden entgegen, und es entstehen dadurch Trennlinien *a—a* und *b—b*, während die auf dem Boden und der Decke abfließenden Fäden dem ursprünglichen Parallelstrome entgegengerichtet sind. Die entsprechende Abströmungserscheinung auf der Platte im offenen Kanal zeigt Abb. 4b. Die in Abb. 4 durch Pfeile gekennzeichneten Stromrichtungen in der Grenzschicht wurden einwandfrei beobachtet. Sie treten auch an der Stirnseite anders geformter Staukörper in ähnlicher Weise auf. Von grundlegender Bedeutung für die Vorgänge an der Sohle vor einem umflossenen Staukörper ist die zuletzt genannte Gegenströmungserscheinung, die sich beim offenen Kanal in grundsätzlich gleicher Art ausbildet wie im geschlossenen. Sie ist bei den folgenden Abbildungen stark ausgeprägt als eine Art Schirmwirkung des Strompfeilers in der Grenzschicht. Dabei muß noch einmal betont werden, daß es sich nicht etwa, wie die Abbildungen zunächst anzudeuten scheinen, um ein Zurückprallen der gesamten Flüssigkeit vor dem Hindernis handelt, sondern nur um die Bewegung in einer dünnen Schicht an der Sohle und der Decke des Kanals.

Die Sohlenströmung hinter dem Staukörper wird in erster Linie bedingt durch die dort im Innern der Strömung auftretenden Wirbel, die man sich im allgemeinen zylinderförmig mit lotrechter Achse und gegenläufigem Drehsinn vorstellt. Im Gebiete kleiner Geschwindigkeiten in der Nähe der Kanalsohle und der Decke ändert sich jedoch der Wirbelquerschnitt erheblich, und in der Grenzschicht scheint die Drehung geradezu in zwei symmetrisch liegenden Punkten steckenzubleiben.

Bei der Ausführung der Strömungsversuche kann auf Grund vorhandener Versuchsergebnisse davon ausgegangen werden, daß sich bei verschiedenen Geschwindigkeiten in weiten Grenzen das Strombild, d. h. die Lage der Stromfäden, nur wenig ändert. Es lag daher nahe, zunächst Versuche im geschlossenen Kanal bei hohen Geschwindigkeiten durchzuführen, weil dabei der Charakter der Grundströmung nach dem erwähnten Verfahren besser zum Ausdruck kommt. Die in Abb. 5 bis 7 dargestellten Versuche, die die Strömung um eine Platte, einen Quader und ein

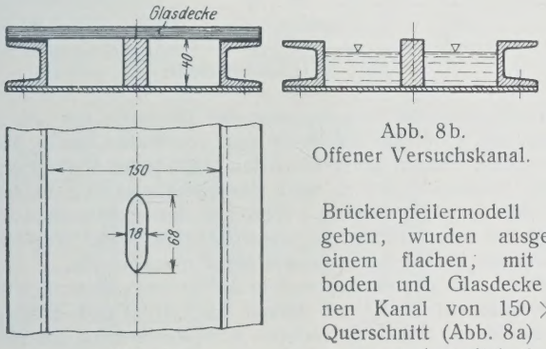


Abb. 8a.
Geschlossener Versuchskanal.

Abb. 8b.
Offener Versuchskanal.

Brückenpfeilermodell wiedergeben, wurden ausgeführt in einem flachen, mit Messingboden und Glasdecke versehenen Kanal von 150 × 40 mm Querschnitt (Abb. 8a) bei Strömungsgeschwindigkeiten von 2,5 bis 5 m/Sek. Die Sohlenstrombilder zeigten in diesen Grenzen eine nur geringe Abhängigkeit von der Geschwindigkeit; qualitativ blieb das Bild genau dasselbe.

Bei der zweiten Versuchsreihe war der Kanal offen (Abb. 8b), die Stromgeschwindigkeit betrug im Mittel etwa 0,5 m/Sek. Die Grundstrombilder zeigten trotz gewisser Störungen, die durch die am Pfeiler auftretenden Oberflächenwellen entstanden, einen ähnlichen charakteristischen Verlauf der Strömung an der Sohle. Zwei Beispiele, die Grundströmung um den Quader und den Brückenpfeiler, sind in Abb. 9 u. 10 wiedergegeben.

Die Erscheinungen des Geschiebetransportes an Strompfeilern[5]) finden ihrer Eigenart nach damit eine gute Erklärung. Handelt es sich hauptsächlich um in glatter Schicht liegendes feines Geschiebe, so folgen die einzelnen Teilchen den durch die Grundstromlinien vorgezeichneten Richtungen. Für die Stromlinien läßt sich allgemein sagen, daß jeder

[5]) Engels: Schutz von Strompfeilerfundamenten gegen Unterspülung. Z. f. Bauwesen 1894, S. 407, M. Meyer-Peter: Die hydraul. Modellversuche für das Limmat-Kraftwerk Wettingen d. Stadt Zürich. Schweiz. Bauzeitung 1927, Bd. 89, Nr. 21 bis 22.

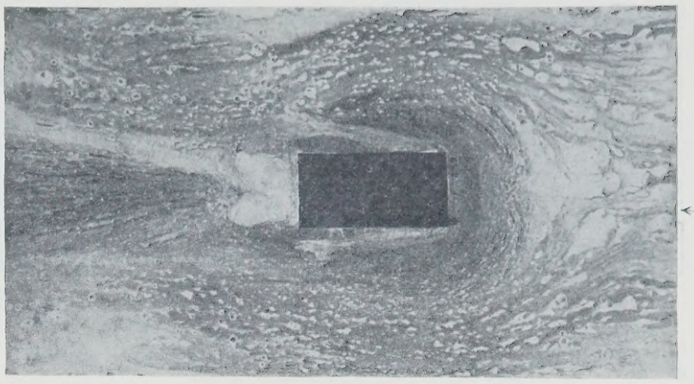


Abb. 9. Grundströmung um den Quader im offenen Kanal bei niedriger Geschwindigkeit.

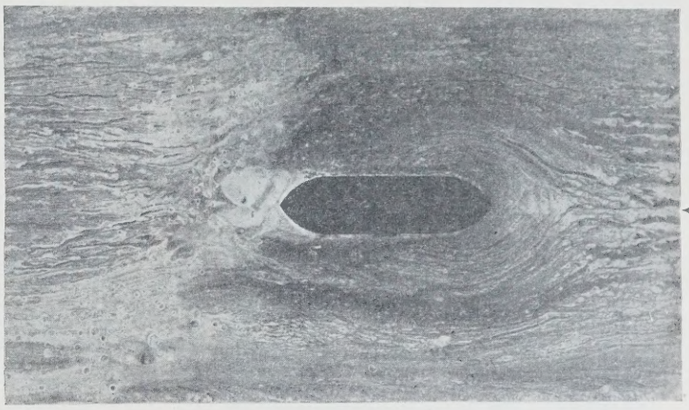


Abb. 10. Grundströmung um das Pfeilermodell im offenen Kanal bei niedriger Geschwindigkeit.

im Strom stehende Staukörper eine der eigentlichen Hauptstromrichtung entgegengerichtete Grundströmung hervorruft, die, mit der normalen, der Hauptströmung gleichlaufenden Grundströmung zusammengesetzt, für die Geschiebebewegung vor dem Staukörper maßgebend ist; durch die Überlagerung der beiden Strömungen entstehen zwei grundsätzlich getrennte Grundstromgebiete, ähnlich der in der Hydrodynamik bei Überlagerung von Parallelstrom und Quelle bekannten Trennung zweier Gebiete durch singuläre Stromlinien. In dem äußeren Stromgebiet wird das von stromauf kommende Geschiebe beiderseits an dem Pfeiler vorbeigeführt, während das in der Nähe des Pfeilers liegende Geschiebe den Stromlinien des inneren Stromgebietes folgt, vorn seitlich abgeführt und zum Teil längs des Wirbelgebietes stromabwärts getrieben, zum Teil innerhalb des Wirbelgebietes in Richtung der Pfeilerachse angelandet wird.

Hiernach findet die stärkste Geschiebeabfuhr und damit die tiefste Auskolkung vor dem Pfeiler oder, bei Staukörpern mit rechteckigem Querschnitt, an der Stirnseite und den vorderen Kanten statt. Die höchste Auflandung wird hinter dem Pfeiler, und zwar in kleinem Abstande, da, wo die Wirbel punktartig enden, entstehen.

Wird die Flußsohle durch den Geschiebetransport allmählich stärker verändert, so wird naturgemäß auch der Stromlinienverlauf in den Vertiefungen und über den Erhöhungen umgestaltet, und bei weiterem Bewegen von Geschiebeteilchen treten zu den reinen Verschiebekräften Schwerkräfte hinzu, die nach gewisser Versuchsdauer zu einem Gleichgewichtszustande führen. Näheres kann hierüber aus den wiedergegebenen Versuchsbildern nicht entnommen werden. Es wäre zu begrüßen, wenn das Verfahren der Darstellung des Grundströmungsverlaufs bei Modellversuchen größeren Maßstabes für bestimmte praktische Fälle, auch bei unregelmäßiger Flußsohle zur Anwendung käme und hier zu Vereinfachungen oder Ergänzungen der herrschenden Auffassungen führen könnte.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau des Sulgenbachstollens in Bern.

Von Dr. sc. techn. **E. Wiesmann,** Zürich.

I.

Der Sulgenbachstollen schließt im sogenannten Marzili an die schon 1918 in Angriff genommene Kanalisationsstrecke Holligen—Sulgenrain an und erstreckt sich von der Taubenstraße (unterhalb dem „Bernerhof") bis zum Auslauf in die Aare gegenüber der Bierbrauerei Gassner. Die Achse des Stollens liegt zwischen der „Kleinen Schanze" und dem „Bernerhof" und folgt den Straßenzügen Christoffelgasse—Bahnhofplatz—Bollwerk (Abb. 1). Der Stollen ist 1040 m lang mit einem Gefälle von 2,4‰. Nach dem geologischen Gutachten, dessen Ergebnisse in Abb. 2 (Längenprofil) eingetragen sind, war vom Aareufer aus auf eine Länge von rd. 650 m Molasse zu erwarten, bestehend aus gelbem Sandstein mit Einlagen von bunten Mergeln; hernach sollte Moräne folgen, und zwar auf eine Strecke von

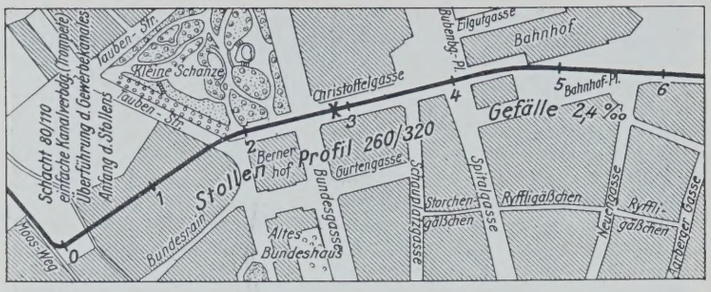


Abb. 1. Lageplan.

rd. 170 m blauer, lehmiger Sand und große Steine und daran anschließend auf rd. 220 m Länge fester, blauer Lehm.

Der Befund stimmte mit der Voraussage nur zum Teil überein, und es sind nun gerade die Abweichungen in den geologischen Verhältnissen, die ungeahnte Schwierigkeiten in der Bauausführung und bedeutende Mehrkosten zur Folge hatten.

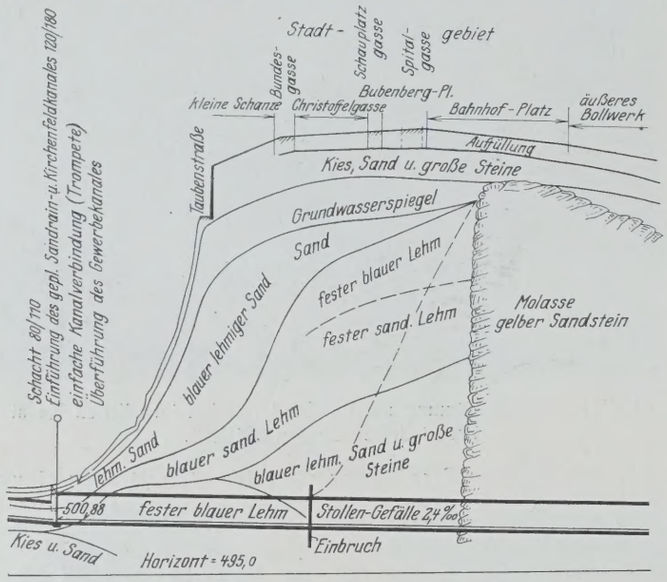


Abb. 2. Geologisches Längenprofil.

Die Bauarbeiten nahmen von der Aare (Nordseite) aus ihren Anfang zu Beginn des Jahres 1922 und gelangten Mitte Mai 1923 an die Kontaktstelle der Moräne. Die Vortriebsarbeiten wurden alsdann eingestellt bis zum 30. Juni 1924, an welchem Tage mit dem Vortrieb unter Druckluft vom Süden her wieder begonnen wurde. Der Anschluß an den Nordstollen folgte im April 1926.

Bauausführung. Am Nordeingang wurde zuerst eine kurze Strecke als Voreinschnitt im Tagbau ausgeführt. Bei km 1,092 ist die Molasse angefahren und darin ein täglicher Fortschritt von durchschnittlich 4,20 m erzielt worden. Dem Ausbruch folgte die Ausmauerung in kurzer Entfernung.

Das Ende der Molassestrecke traf nicht, wie im geologischen Profil eingezeichnet, bei km 0 + 45 ein, sondern bei km 0 + 285. Die südliche Begrenzungslinie der Molasse fällt im Mittel mit rd. 22 % südlich. Im Scheitel verläuft die Böschung noch erheblich flacher.

An der Kontaktstelle mit der Moräne wurde mit aller Vorsicht vorgegangen. Trotzdem ereignete sich in der Nacht vom 15. Mai 1923 ein Einbruch, indem Schlamm eindrang und den Stollen auf rd. 30 m Länge einfüllte. Der im Gebirge entstandene Hohlraum pflanzte sich als Tagbruch in die Christoffelgasse fort, wo vor dem Gebäude der Schweizer Volksbank ein Trichter von etwa 6 m Durchm. und 8 m Tiefe entstand. Dank den sofort getroffenen Maßnahmen und Errichtung einer 1,50 m dicken Absperrmauer bei km 0,305 konnte das Bauwerk gesichert werden (Abb. 3). Diese Sicherung war eine so vollständige, daß Setzungen in der Christoffelgasse oder an den benachbarten Gebäuden seither nicht festgestellt werden konnten.

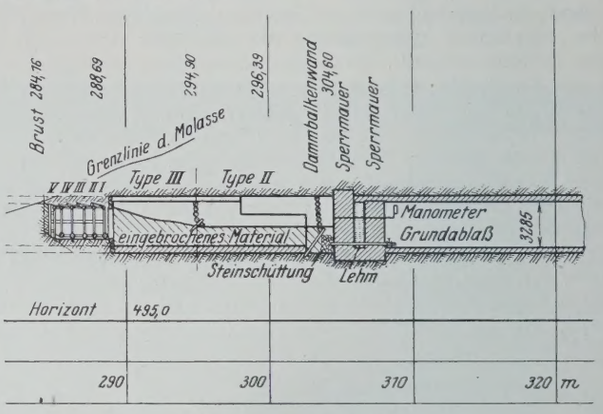


Abb. 3. Einbruchstelle.

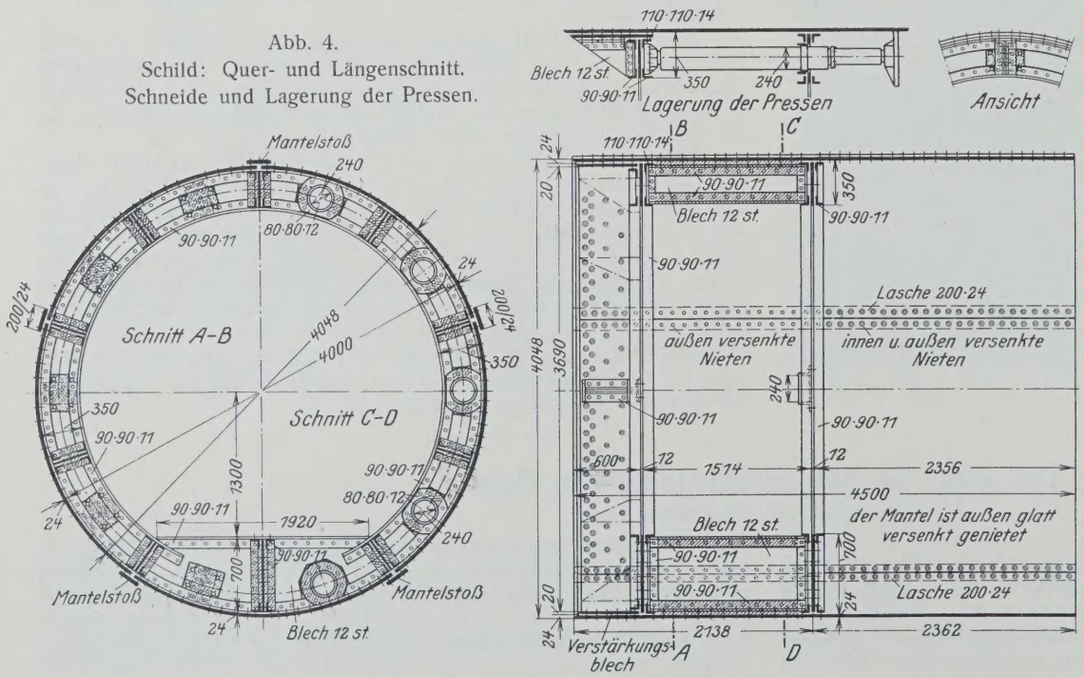
Die Fortsetzung der Arbeiten von der Nordseite her war nun ausgeschlossen, und es mußte die Reststrecke von Süden her in Angriff genommen werden. Hätten die Arbeiten den gleich guten Verlauf genommen wie in der Molassestrecke, so wäre das verhältnismäßig unbedeutende Bauwerk kaum beachtet worden, während es der eingetretenen Schwierigkeiten und der erforderlichen außergewöhnlichen Mittel wegen die Aufmerksamkeit der Fachkreise in hohem Maße beanspruchte.

Die Wucht, mit der der Einbruch in den Stollen eintrat, ließ erkennen, daß die Moräne vollständig mit Wasser durchsättigt und daß mit einem Wasserdruck bis zu 1,8 at zu rechnen war (Wasserdruck am Manometer der Abschlußmauer bei km 0 + 305). Eine Ausführung der Arbeiten mit dem gewöhnlichen Abbauverfahren schien deshalb ausgeschlossen.

Der Schlamm, wie er sich an der Kontaktstelle zwischen Moräne und Molasse vorfand, bildet in trockenem Zustande eine tragfähige Masse; auch in ruhigem Grundwasser zeigt er noch eine gewisse Tragfähigkeit. Bei ganz geringem einseitigem Wasserdruck und der Möglichkeit auszuweichen, so daß sich die einzelnen Sandkörner lockern können, löst er sich indessen in einen breiigen Schlamm auf. Unter festem Einschluß sind hingegen Druckschwankungen wirkungslos. Ohne Wasserverdrängung war deshalb keine Möglichkeit durchzukommen, und so kam die Unternehmung dazu, für die Moränestrecke das Druckluftverfahren vorzuschlagen.

Außer der Beschaffung der Druckluft, für deren Druck und Menge gewisse Annahmen gemacht werden mußten, traten nun eine Menge Fragen auf, die eingehende Studien erforderten, wie Sicherung der Stollenbrust, Verbauung der Vortriebstrecke, Ausführung und Abdichtung der Mauerung, Materialtransport u. a. m. Es wurden auch das Gefrierverfahren und die Anwendung von Zementeinspritzungen zur Verfestigung des Gebirges (Bau-

Abb. 4.
Schild: Quer- und Längenschnitt.
Schneide und Lagerung der Pressen.



weise Wolfsholz) in der Ausbruchzone studiert. Nach reiflicher Überlegung entschloß sich die Unternehmung zur Einführung des Schildbetriebes mit Preßluft nach dem Verfahren der Firma Hallinger & Cie., Hamburg. Dieses Verfahren wird nachstehend beschrieben.

Tunnelbauweise mit Vortriebschild; Verfahren von Hallinger. Die Vorrichtung besteht in der Hauptsache aus einem Rohr (hier auch Schild genannt) aus 24 mm starkem Blech, das genau der Form des Aushubprofiles entspricht. Im Sulgenbachstollen hatte es einen kreisförmigen Querschnitt von 4,048 m Durchm. (Abb. 4). Es ist 4,500 m lang und zerfällt der Länge nach in drei Teile: die Schneide, 0,600 m lang, den Raum, an dessen Umfang die Druckwasserpressen gelagert sind (1,544 m lang), und den Schildschwanz (2,356 m

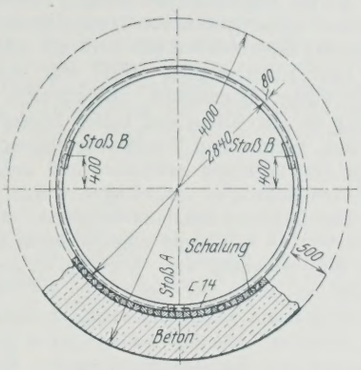


Abb. 5. Lehrbogen.

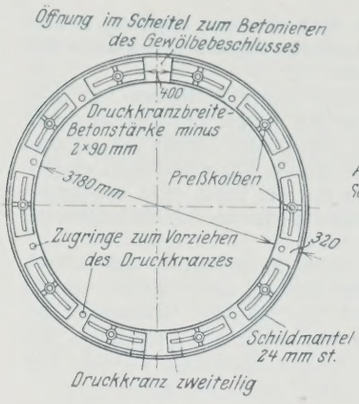


Abb. 6a.

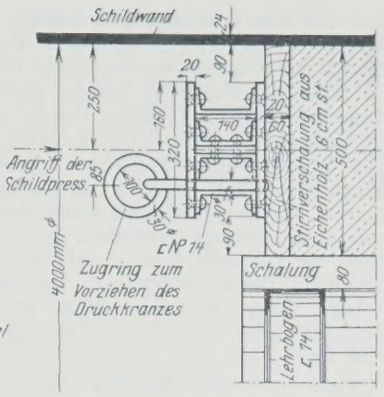


Abb. 6b.

sehr nachteilige Umstand gibt Veranlassung zu Luftverlust durch das Gelände hindurch und ist die Hauptursache des großen Luftverbrauches, namentlich bei geringer Überlagerung.

Die Brust verlangt eine sorgfältige, oft recht umständliche Verbauung.

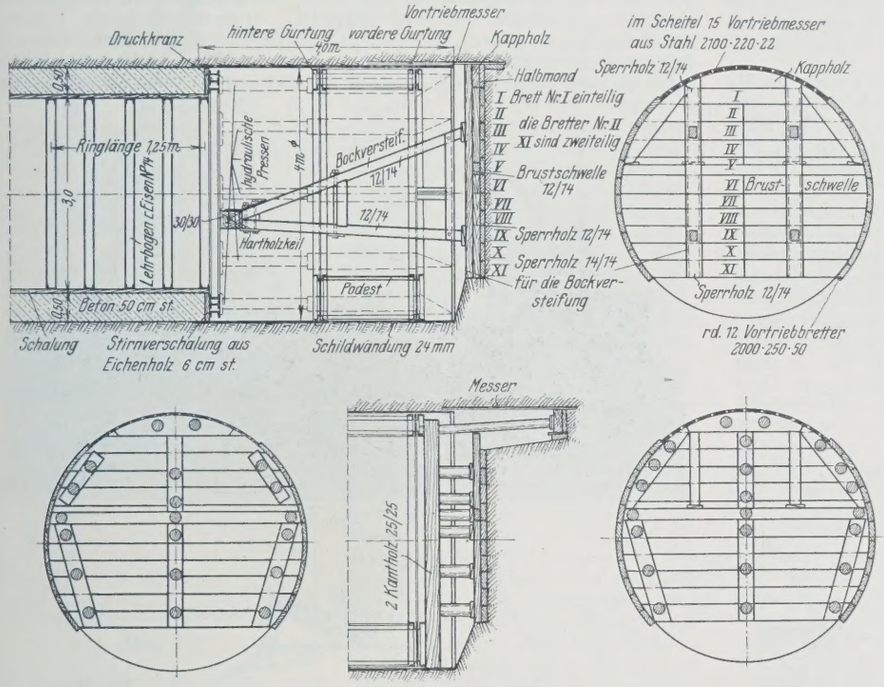


Abb. 7. Versteifungen.

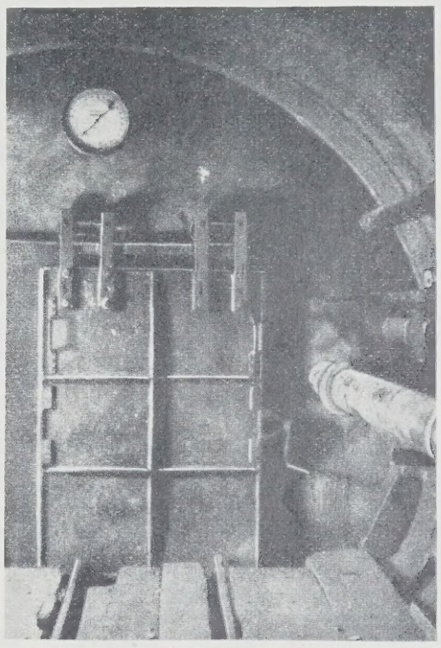


Abb. 9. Schleusenkammertür.

lang), der auf das fertige Mauerwerk übergreift und den Druckkranz aufnimmt. Unter dem Schutze dieser Zone wird das Betonmauerwerk in Ringen von 1,25 m ausgeführt.

Man könnte den Schild einfach „wagerechten Senkkasten" nennen und ihn mit dieser Bezeichnung zur Luftdruckgründung in Beziehung bringen, mit der er eine gewisse Ähnlichkeit hat.

Druckluftgründung wie Druckluft-Stollenvortrieb beruhen auf dem Prinzip der Wasserverdrängung durch Druckluft und erfordern eine sogenannte Schleusenkammer.

Bei der Luftdruckgründung sind der senkrechten Lage wegen die Verhältnisse viel einfacher und günstiger als beim Luftdruck-Stollenvortrieb.

Bei dem letzteren ist wohl der Luftdruck im wagerechten Senkkasten überall derselbe, während an der Brust im Gebirge der hydrostatische Gegendruck an der Sohle gegenüber den aufgehenden Partien überwiegt. Wenn also der Luftdruck an der Sohle gerade genügt, so ist er in der First zu groß. Dieser

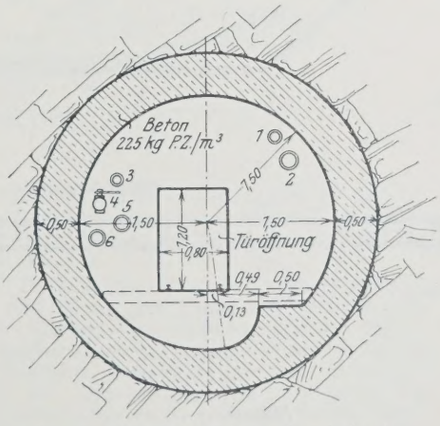


Abb. 8. Normalprofil der Druckstrecke.

Der „wagerechte Senkkasten" muß durch Pressen vorwärts getrieben werden und kommt leicht etwas aus der Richtung. Die Schleusenkammer hat annähernd den gleichen Durchmesser wie die Arbeitskammer und ist verhältnismäßig groß, und die Wände aus Mauerwerk sind nie vollkommen dicht. Aus allen genannten Verhältnissen ergeben sich großer Luftverbrauch und gewisse Schwierigkeiten zur Konstanterhaltung des Luftdruckes.

Arbeitsweise und Baueinrichtungen. Durch den im Arbeitsraume herrschenden Luftdruck wird das Wasser aus dem sandigen Gebirge verdrängt, so daß der vom Wasser befreite Sand als ziemlich feste Masse erscheint. Zum Schutze der Stollendecke dienen eng aneinanderliegende Pfähle, hier Messer genannt. Sie bestehen aus 2,20 m langen Flacheisen 200 · 20 mm, mit entsprechender Schneide. Sie ruhen auf dem Schilde auf und werden mit einer Zahnstangenwinde so weit hervorgezogen und in das Gebirge eingepreßt, daß sie mit dem hinteren Ende noch mindestens 20 cm aufruhen. Zu diesem Zwecke tragen sie eine Anzahl Schlitze, in die die Windenklaue eingreift. Wenn der Schild vorgedrückt wird, gleitet er unter den Messern hinweg, so daß zum Vortreiben immer die nämlichen Messer im Gebrauch bleiben.

Sind die Messer vorgezogen, so folgt der Abbau der Brust, indem die wagerechten Brustbretter Brett für Brett sorgfältig entfernt, das Material ausgehoben und nachher wieder eingebaut und verspannt werden. Ist der Abbau bis auf die Sohle fertig, so werden zwei Lehrbogen (Abb. 5) gestellt, die Schalhölzer eingezogen und der Druckkranz (Abb. 6a u. b) auf eine Länge von 1,25 m vorgezogen. Dann kann mit dem Betonieren (im Schildschwanzende) begonnen werden. Ist der Ring fertig betoniert, so beginnt das Vordrücken des Schildes.

Vor dem Vordrücken des Schildes wird die Brust sorgfältig verbaut und mit doppelten, gegen eine am Druckkranz angebrachte Schwelle sich abstützenden Sperrhölzern verspannt (Abb. 7).

Das Vordrücken des Schildes geschieht durch Betätigung von zehn Druckpressen (Abb. 4), deren Kolben mittels starker Eichenklötze gegen den auf dem frischen Betonmauerwerk aufruhenden Druckkranz pressen. Der dabei verwendete Wasserdruck kann bis auf 500 at gesteigert werden. Durch diesen starken Druck wird nicht nur der Beton dicht zusammengepreßt, sondern gleichzeitig hinter dem vorgleitenden Schildschwanzende satt an das Gebirge angedrückt.

Jede der zehn Pressen hat ihre eigene Steuerung, so daß, je nach Bedürfnis, der Druck ungleich auf den Umfang der Schneide verteilt werden kann. Auf diese Weise wird eine gewisse Lenkbarkeit des Schildes erzielt. Der Schild (Caisson) wird nur soweit vorgedrückt, daß eine Ende noch etwa 40 cm auf dem fertigen Mauerwerk aufruht. Das Vordrücken des Schildes dauert in der Regel etwa eine Stunde.

An die Arbeitskammer schließt sich die Schleusenkammer an, die zum Ein- und Ausschleusen von Menschen und Material dient. Die Wirkungsweise der Schleusenkammer wird als bekannt vorausgesetzt (Abb. 8 u. 9).

Zum Stolleneingang führte von außen ein geräumiger Schacht mit rechteckigem Querschnitt. Er enthielt außer der Treppenanlage einen Aufzug für die vollen und leeren Förderwagen, ferner ein Zuleitungsrohr für den neben dem Schacht bereiteten Beton, der ab Betonmischer in einen Einlauftrichter geschüttet und unten am Förderrohr durch den zu füllenden Rollwagen aufgefangen wurde.

Das Luftdruckverfahren erforderte umfangreiche Anlagen, denen ein Druck von 18 m Ws und eine Fördermenge von 1000 m³/Std. angesaugter Luft zugrundegelegt war. Nach kurzer Zeit mußte die Drucklufterzeugung, sowohl in bezug auf Druck als auf Fördermenge, infolge eintretender Schwierigkeiten bedeutend verstärkt werden.

Außer der Maschinenanlage waren noch zahlreiche Räume für Büros, Magazine und Wohlfahrteinrichtungen vorhanden. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. März ausgegebene Heft 5 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Hans Bahn: Zwei Wohnhausblöcke des Architekten Friedrich Ostermeyer B. D. A. zu Hamburg. — Mustergutsanlage Schaurté, Lauvenburg. — Preisausschreiben der Deutschen Bauausstellung Berlin 1930.

Die 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.) am 27., 28. u. 29. März 1928 in München, Hotel „Bayrischer Hof", Promenadeplatz, hat folgende Tagesordnung. Dienstag, den 27. März 1928, von 9 Uhr vorm. ab: Innere Angelegenheiten des Vereins, nur für Mitglieder. Ferner von 1 bis 6 Uhr nachm. im Konzertsaal Vorträge für Mitglieder und Gäste:

1. Der Bau der dritten Neckarbrücke in Heidelberg, Oberbaurat Schwaab, Heidelberg. 2. Bau und Berechnung von Eisenbetonschornsteinen, Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel, Darmstadt. 3. Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen, Abnützungswiderstand, Wasserdurchlässigkeit und Widerstand gegen chemischen Angriff von Zementmörtel und Beton, namentlich bei verschiedener Kornzusammensetzung der Mörtel, Prof. O. Graf, Stuttgart. 4. Einige neue Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken, Reg.- u. Baurat a. D. Dr.-Ing. W. Nakonz, Berlin. 5. Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe unter besonderer Berücksichtigung der Großmarkthalle in Frankfurt a. M., Dipl.-Ing. Dischinger, Wiesbaden-Biebrich.

Mittwoch, den 28. März, 9 bis 1,15 und 2,30 bis 4,45 Uhr: 6. Bau der Umschlagsanlage für das Deutsche Kalisyndikat im erweiterten Seehafen von Harburg-Wilhelmsburg, Reg.-Baurat Dr.-Ing. Petzel, Harburg. 7. Das Ergebnis des engeren Wettbewerbs für eine Straßenbrücke über die Mosel in Koblenz, Prof. Spangenberg, München. 8. Mitteilungen über zwei Eisenbetonbogenbrücken von 81 und 66,2 m Spannweite, Dipl.-Ing. Knorr, Neustadt a. d. H. 9. Der Bau der Großwasserkraftanlage am Shannon (Irland) unter besonderer Berücksichtigung der Betonarbeiten, Dr.-Ing. M. Enzweiler, Direktor der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin. 10. Der Bau der neuen Straßenbrücke über den Großschiffahrtweg Berlin—Stettin bei Schwedt, Reg.- u. Baurat Kaumanns, Potsdam. 11. Die Herstellung großer Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Patent Vianini für die Druckrohrleitung der Mittleren Isar A.-G. bei Unterföhring, Dr.-Ing. R. Mayer, Stuttgart. 12. Filmvorführung „Der Eisenbeton", ein Film vom Wesen und der Ausführung dieser Bauweise. Außerdem Mitteilungen und Besprechung etwa gestellter Fragen.

Donnerstag, den 29. März 1928 werden Bauwerke an der Mittleren Isar besichtigt.

Misch- und Fördereinrichtung für Gußbeton. Diese von A. W. Mackensen, Magdeburg, gebaute Einrichtung, die zum Mischen und Fördern von Gußbeton nach der Einflußstelle dient, besteht aus dem auf Schienen verfahrbaren Unterwagen, der Mischmaschine und dem auf einem Ausleger befestigten Förderbande mit beweglicher Auslaufschurre (Abb. 1 u. 2).

Der Unterwagen, der mittels Seiles und Handwinde verfahren werden kann, trägt außer der Mischmaschine die Stütz- und Aufhängekonstruktionen für den Ausleger, auf dem sich das Förderband zur Weiterleitung des Betons befindet. Wie die Abb. 2 zeigt, kann die Länge des Auslegers und somit des Förderbandes von 17 m um 5,50 m verkürzt werden. Am Unterwagen liegt der Ausleger in einem Kugelgelenk, um eine leichte Beweglichkeit nach vier Richtungen hin zu ermöglichen. Das zu bestreichende Feld wird durch die am Kopfe des Förderbandes um 360° schwenkbar angeordnete und durch ein Gegengewicht ausgeglichene Verlängerungsschurre um 5 m erweitert. Höhenunterschiede zwischen Mischmaschine und Ausflußstelle des Gußbetons lassen sich durch Heben des Auslegers bis zu 35° und Senken bis zu 25° zur Wagerechten überwinden (Abb. 2), wobei gleichzeitig in einem Winkel von 30° geschwenkt werden

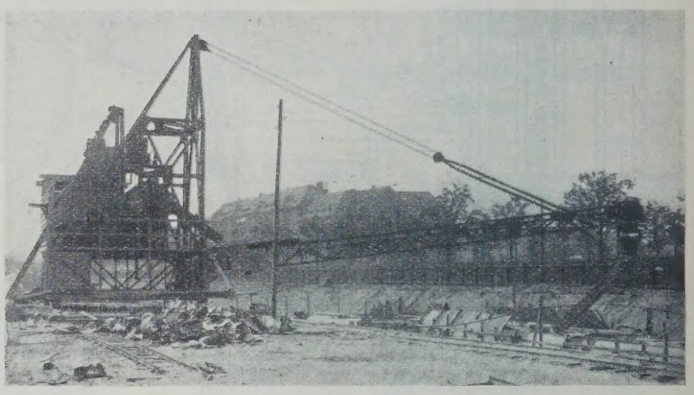


Abb. 1.

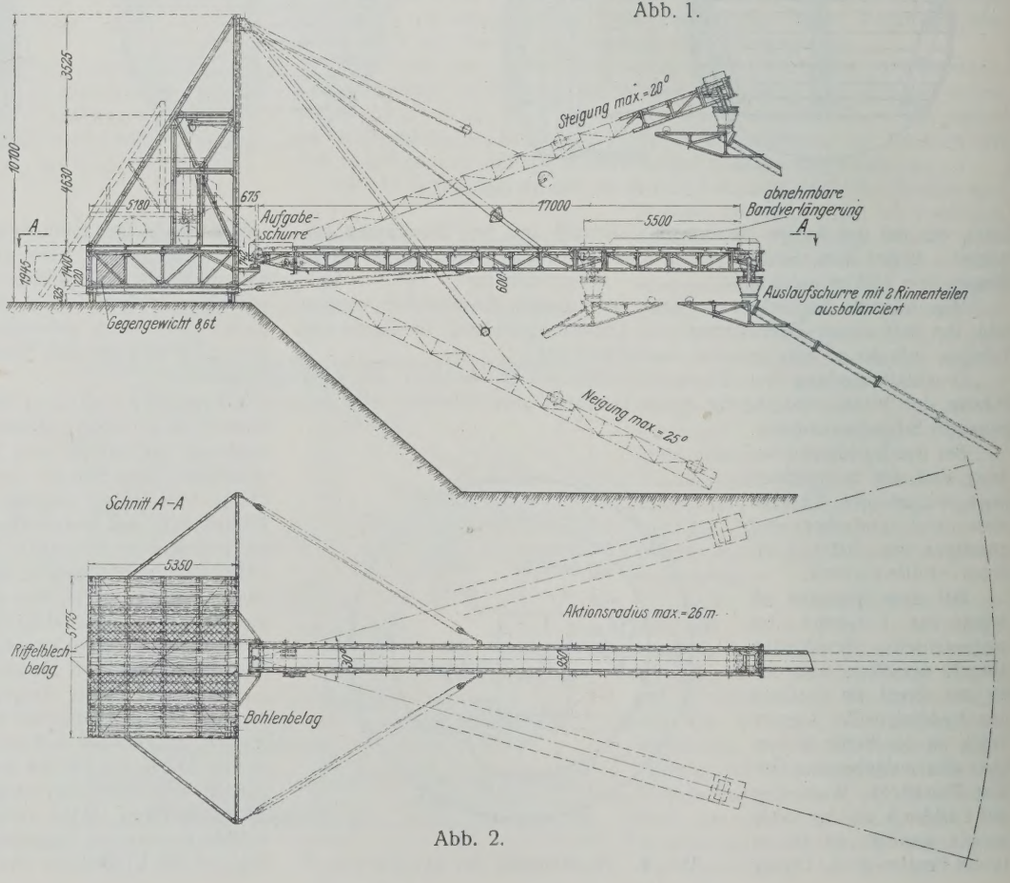


Abb. 2.

kann. Für diese Verstellungen und zum Halten des Auslegers sind einige, durch Schneckenradhandwinden angetriebene Flaschenzüge angebracht.

Das Förderband wird von der Mischmaschine über eine Schurre in 2 Sek. mit 75 l Beton beschickt. Da sich dieser Vorgang nach einer Pause von 1 Sek. wiederholt, ergibt sich eine Leistung von 90 m³/Std. Das Förderglied ist ein 700 mm breiter und muldenförmig auf Tragrollen geführter Gummigurt, der durch einen 4 PS-Motor über eine zwischengeschaltete Klauenkupplung angetrieben wird und mit einer Geschwindigkeit von 1 bezw. 1,5 m/Sek. läuft. Dipl.-Ing. Riedig.

Der Juliana-Kanal. Die ersten, aus dem Jahre 1912 stammenden Vorarbeiten für diesen das Herz von Holland mit seinem Kohlenbezirk, der Provinz Holländisch-Limburg, verbindenden Schiffahrtweg sahen die Kanalisierung der Maas von Eysden bis Grave vor. Da der Strom im oberen Teil dieser Strecke die Grenze zwischen Belgien und Holland bildet, hatten die Regierungen beider Länder einen gemeinsamen Entwurf aufgestellt, der für den Verkehr der in der Rheinschiffahrt üblichen 2000-t-Kähne berechnet war. Die Verwirklichung dieser Pläne wurde durch den Weltkrieg aufgehalten, bei ihrer Wiederaufnahme nach dessen Beendigung kam es nicht zu einer Übereinstimmung der beiden Länder.

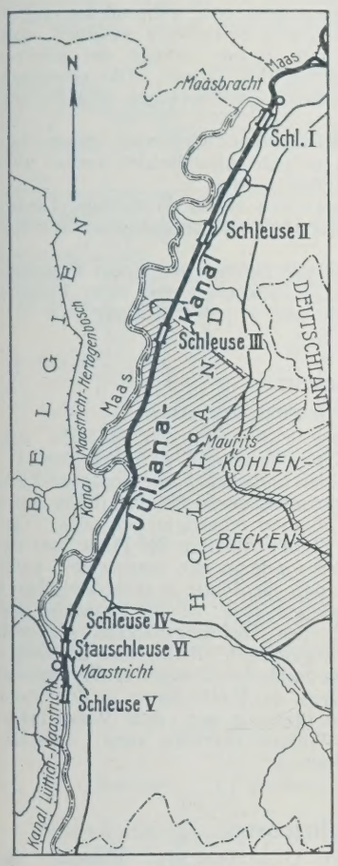


Abb. 1.

Die Regierung der Niederlande, die diesen Schiffahrtweg unter allen Umständen wünschte, hat die Maas daraufhin nördlich der belgischen Grenze kanalisiert und baut zurzeit auf holländischem Gebiet einen Seitenkanal von Maasbracht, am Südende der kanalisierten holländischen Maas, nach Maastricht (Abb. 1), wo er Anschluß an den belgischen Kanal Lüttich—Maastricht hat. Holland erreicht auf diese Weise eine unmittelbare Verbindung zu Wasser zwischen Rotterdam und dem Kohlenbezirk von Holländisch-Limburg einerseits, dem großen Industriezentrum von Lüttich anderseits.

Über die Kanalisierung der holländischen Maas ist in der „Bautechnik" 1926, Heft 2, 22, 37 u. 51, berichtet. Nachdem nunmehr auch der Bau des Seitenkanals in Angriff genommen ist, sei im folgenden auf einen Bericht des mit Leitung der Arbeiten betrauten Ingenieurs der holländischen Wasserbauverwaltung Klink in „De Ingenieur" vom 11. 6. 27 eingegangen. Danach zeigt der neue Juliana-Kanal das gleiche, in Abb. 2 dargestellte Profil wie die ausgebaute holländische Maas, berechnet für den 2000-t-Kahn von 100 m Länge, 12 m Breite und 2,80 m Tiefgang. Da man jedoch belgischerseits den Kanalabschnitt von Lüttich bis zur Grenze nur für 1000-t-Kähne mit 80 × 10,50 × 2,50 m angelegt hat und an einen Ausbau für größere Abmessungen zunächst nicht denkt, soll auch das holländische Anschlußstück oberhalb Maastricht bis zur Grenze zunächst ebenfalls nur für 1000-t-Kähne hergestellt werden, wobei die Erweiterung auf den Querschnitt des übrigen Kanals vorbehalten bleibt.

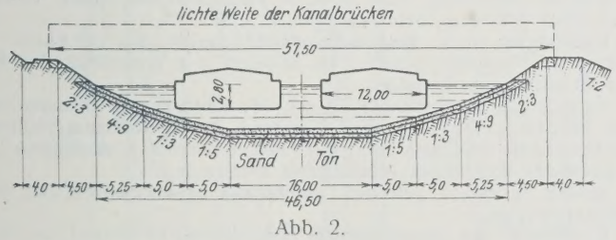


Abb. 2.

Da der Boden aus durchlässigen Sand- und Kiesschichten besteht, erhält das Kanalbett nach Abb. 2 zunächst eine Tonverkleidung mit oberer Kiesdecklage; die Böschungskrone trägt den 4 m breiten, vom Rande des Wasserspiegels 3 m entfernten Leinpfad.

Die Kanalschleusen I bis IV zwischen Maastricht und Maasbracht sollen eine nutzbare Länge von 136 m, eine Breite von 14 m in den Häuptern und von 16 m in der Kammer, eine Schwimmtiefe von 3,60 m erhalten. Durchweg ist der Ausbau zu einer Doppelschleuse von 260 m vorgesehen; die Schleuse V zwischen Maastricht und dem belgischen Kanal Lüttich—Grenze erhält die Abmessungen 105 × 12 (bezw. 15) × 3,25 m. Der Juliana-Kanal umfaßt also die 34 km lange Strecke Maasbracht—Maastricht und die 4 km lange Anschlußstrecke oberhalb Maastricht und ist durch die Schleusen I bis IV in drei Haltungen geteilt. Die drei ersten Schleusen haben Hubhöhen von 7,50, 4,80 und 11,35 m, während die vierte eine Hochwasserschleuse und nur für einige Tage des Jahres im Betrieb ist. Schleuse V mit nur 2,70 m Hub liegt an der Verbindungsstelle der kanalisierten Maas mit dem Kanal Lüttich—Maastricht.

Die genannten Schleusenabmessungen gestatten die Aufnahme eines 2000-t-Rheinkahns samt Schlepper oder eines Schleppzuges von vier 600-t-Kähnen 50 × 6,60 × 2,30 m samt Schlepper. Um die Maas bei Maasbracht schiffbar für 1000-t-Kähne machen zu können, ist als Schleuse VI eine Stauschleuse im Flusse unterhalb seiner Mündung in den Juliana-Kanal bei Borgharen zu bauen. Sie soll für 600-t-Kähne, wie sie auf der nicht kanalisierten Maas verkehren, dienen und mißt 55 × 7,50 m. Dazu ist eine Höherlegung der Eisenbahnbrücke Maastricht—Hasselt bis zur Erzielung einer freien Durchfahrt von 5 m erforderlich. Außer den mit diesen Schleusen in einem Bauwerk vereinigten Kanalbrücken sind noch zehn weitere Brücken mit festen eisernen Überbauten, 57,50 m Lichtweite und 7 m Durchfahrthöhe vorgesehen.

Die meisten neueren holländischen Schleusen zeigen die übliche Bauart mit Umlauf- und Stichkanälen, denen man eine gleichmäßigere Füllung als den Umläufen um die Tore zuschrieb.

Wegen der großen Hubhöhen (bis zu 11,35 m) hat die holländische Verwaltung vor Aufstellung des endgültigen Entwurfes Modellversuche in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Charlottenburg vornehmen lassen: Diese haben ergeben, daß kurze Torumläufe mit geeigneter Schützenvorrichtung die in der Kammer befindlichen Fahrzeuge auch dann nicht gefährden, wenn die Fülldauer stark eingeschränkt wird. Die letztere beträgt 7 Minuten bei Schleuse I, 15 Minuten für Schleuse III.

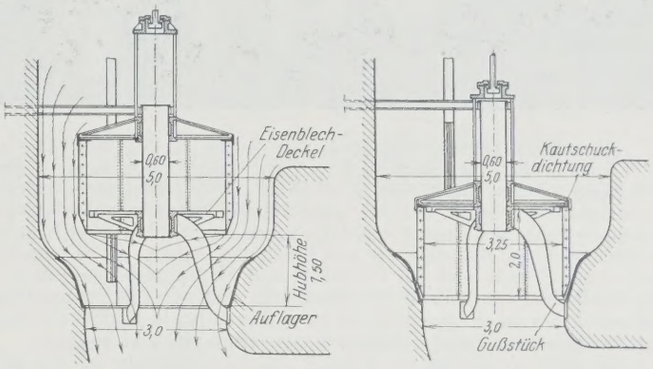


Abb. 3.

Da die Längsumläufe mit Stichkanälen also als unnötig erkannt sind, kann man die Kammermauern als dünne Eisenbetonwände ausbilden und dadurch erhebliche Ersparnisse erzielen: Sie beziffern sich für die ersten drei Schleusen auf etwa 640 000 bis 800 000 R.-M., denen die Kosten für die vorgenannten Versuche mit nur etwa 40 000 R.-M. gegenüberstehen. Beim Entwurf eines geeigneten Schützenverschlusses kommt es zunächst darauf an, zu vermeiden, daß unter diesem sich Luft ansammelt, die beim Öffnen und Einströmen des Wassers Wirbelbildung erzeugt. Zweitens kommt es darauf an, den Verschluß so auszubilden, daß die Füllung gleichmäßig und allmählig stattfindet. Klink hat zu diesem Zweck Schützen mit kegelstumpfförmigem Auflager nach Abb. 3 entworfen und in der Berliner Versuchsanstalt erproben lassen: Bei Untersuchung der Beziehungen zwischen der Füllung der Kammer und der Zerrung des geschleusten Fahrzeugs an seinen Halten hat man bei der Füllzeit von 7 bis 8 Minuten gefunden, daß bei den üblichen Schützenverschlüssen eine Zerrung von 8 t, beim Klinkschen Verschluß eine solche von nur 3 t auftritt. Das würde an sich eine noch kürzere Füllzeit gestatten, wenn diese aus anderen Gründen nicht als unerwünscht gelten müßte. Ki.

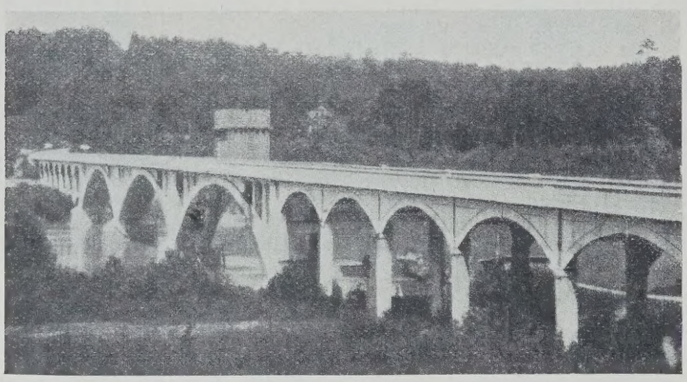
Zur Betriebseröffnung der Tokyoer Untergrundbahn. Am 31. Dezember 1927 eröffnete die Tokyo Underground Railway Company den Betrieb ihrer Untergrundbahn auf der 2,5 km langen Teilstrecke Asakusa—Uyeno; die etwa gleich lange Strecke Uyeno—Manseibashi ist im Bau. Für die nächsten Jahre ist die Fortsetzung der Bahn durch die Ginza, die Hauptgeschäftsstraße von Tokyo, nach den südlichen Vorstadtgebieten auf eine Gesamtlänge von 15 km beabsichtigt. Gleichzeitig plant die Stadtverwaltung Tokyo, weitere vier Schnellbahnlinien selbst in Angriff zu nehmen. Die Stadt Tokyo zählt einschließlich der nächstgelegenen Vororte über 3 Mill. Einwohner. Die Straßenbahn, auf die der öffentliche Verkehr hauptsächlich angewiesen ist, ist schon jetzt dem Verkehrsbedürfnis bei weitem nicht gewachsen. Mit der jetzigen Teilstrecke ist wenigstens der erste Schritt zur Behebung der Verkehrsnot getan.

In baulicher Hinsicht entspricht die jetzt eröffnete Untergrundbahnstrecke im wesentlichen dem deutschen Vorbilde. Die 1920 gegründete Tokyo Underground Railway Co. hatte mit japanischer Gründlichkeit durch Fachleute alle in amerikanischen und europäischen Großstädten vorhandenen Untergrundbahnen besichtigen lassen und kam zu dem Ergebnis, daß die in Berlin übliche Bauweise sich in Anbetracht der Ähnlichkeit der Bodenverhältnisse für Tokyo am besten eigne. Die Gesellschaft hatte freilich zunächst schwer zu kämpfen, als 1923 das Erdbeben über Tokyo hereinbrach; man hielt es damals für unverantwortlich, mit einer Schnellbahn in das Innere des Erdbodens hineingehen zu wollen, der sich eben erst dermaßen tückisch erwiesen hatte. Nach ruhiger Prüfung siegten

indessen sachliche Erwägungen. Im Frühjahr 1925 wurden die Bauarbeiten begonnen, an denen deutscherseits die Siemens-Bauunion durch Gestellung von Fachleuten für Entwurf und Bauüberwachung mitgewirkt hat.

Eine ausführliche Beschreibung des Untergrundbahnbaues wird demnächst in der „Bautechnik" erscheinen. B.

Umfassende Bruchversuche an einer Eisenbetonbogenbrücke werden zurzeit von der Straßenbauverwaltung des Staates Nord-Karolina gemeinsam mit dem Bundes-Straßenamt der Vereinigten Staaten ausgeführt: Es handelt sich um die in der Abbildung dargestellte Swift-Island-Brücke über den Yadkin-Fluß bei Albemarle (N. C.), die durch den stromabwärts errichteten Staudamm einer Wasserkraftanlage ohnehin im Wasser des neu entstehenden Stausees hätte verschwinden müssen und für die eine neue Straßenbrücke weiter aufwärts bereits gebaut ist.



Die mittlere Stromöffnung kann also — wie in Eng. News-Rec. vom 24. November 1927 berichtet wird — einer Reihe eingehender Versuche unterzogen werden, indem man (s. d. Abb.) auf ihr einen großen hölzernen Wasserbehälter aufstellt, der bei voller Füllung 150 t wiegt und auf jeden beliebigen Punkt des Bogens verfahren werden kann. Ein zweiter gleicher Behälter ist für die Belastung bis zum Bruch vorgesehen. An verschiedenen Stellen des Bogens und der Fahrbahn sind Meßapparate hergestellt, um die Rissebildung fortlaufend zu beobachten und mit den entsprechenden Beobachtungen zu vergleichen, die an einem Zelluloid-Modell des Bogens gleichzeitig an der Universität des Staates Ohio gemacht werden.

Die erste Versuchsreihe bestand aus Meßversuchen an der unveränderten Brücke, eine zweite Versuchsreihe, die zurzeit ausgeführt wird, prüft die Belastungsergebnisse an dem der Stirnmauern beraubten Bogen. Außerdem ist dabei die Kontinuität der Fahrbahntafel unterbrochen, so daß die Konstruktion der untersuchten Mittelöffnung nunmehr wirkt wie ein einfacher Bogen, auf den die aufgebrachten Lasten durch die Stützen der Fahrbahn übertragen werden.

Die Brücke wurde 1922 gebaut, die drei Bogen über den Stromöffnungen bestehen aus zwei miteinander versteiften Rippen von 1,22 m Breite und 1,37 m Höhe am Kämpfer und 0,75 m im Scheitel und haben eine lichte Weite von 44,5 m. Nach Beendigung der Versuche wird der Rest des Bauwerks zu sprengtechnischen Versuchen der Bundesarmee dienen. Ki.

Die Seilbahn auf die Schmittenhöhe. Nach den Seilbahnen auf die Zugspitze, die Raxalpe, den Pfänder, den Feuerkogl bei Ebensee, die Kanzel bei Villach wurde als sechste Seilbahn in Österreich vor kurzem die Schmittenhöhe-Bahn dem öffentlichen Verkehr übergeben.

Ende 1924 wurde dem Unternehmen die Vorkonzession erteilt, 1926 wurde der endgültige Entwurf vorgelegt. Der erste Spatenstich in der Talstation und damit für den Bahnbau wurde am 4. Mai 1927 geführt, die betriebsfähige Fertigstellung der Bahnanlage war nach 227 Bautagen am 17. Dezember 1927 beendet.

Die Talstation dieser ebenfalls nach dem System Bleichert-Zuegg ausgeführten Seilbahn befindet sich, etwa 1,8 km vom Bundesbahnhof Zell am See entfernt, in einer Talmulde auf der Höhe 938 m, die Bergstation auf der Höhenkote 1968 m. Der Höhenunterschied zwischen Berg- und Talstation beträgt 1030 m, der wagerechte Abstand 2578 m, die schräge Länge 2550 m. Die mittlere Steigung der Bahn beträgt 39 %.

Als Fahrbahn dienen zwei straff gespannte Drahtseile nach Herkules-Bauart von je 52,5 mm Durchm. Die künstliche Spannung dieser Seile wird in der Talstation durch je einen Gewichtskasten von 35 000 kg Gewicht hervorgerufen. Ein 14 m tiefer Spanngewichtschacht ermöglicht den Gewichten, alle durch Temperaturunterschiede oder durch andere Umstände hervorgerufenen Höhenlagen einzunehmen. Dadurch wird erreicht, daß in das Tragseil keinerlei zusätzliche Beanspruchungen gelangen. Das Tragseil ist infolge seiner Bauart — es besteht aus 133 Drähten von je 3,4 mm Stärke — an sich nicht geeignet, ohne weiteres in die Spanngewichtsgrube abgelenkt zu werden. Hierzu ist ein biegsames Seil von 64 mm Durchm. vorhanden, das aus 427 Drähten von 2,05 mm Stärke besteht und wegen seiner besonderen Flechtart ohne weiteres über große Rollen abgelenkt werden kann. Zwischen dem Tragseil und diesem biegsamen Seilstück ist eine Übergangsmuffe aus Siemens-Martin-Stahl vorgesehen. Die Befestigung der Seilenden in der Übergangsmuffe geschieht durch „Vergußkonusse", in denen die aufgelösten und sorgfältig vorbereiteten Enden beider Seile vollkommen fest eingelagert sind. In einem Stück laufen die beiden Tragseile über vier Zwischenstützen, von denen die ersten drei eine Höhe von je 28 m haben, während die vierte Stütze 18 m hoch ist. Die größte freie Spannweite beträgt bei der Schmittenhöhe-Bahn 850 m.

In der Bergstation sind die Tragseile verankert an den Seitenmauern des Stationsgebäudes, die eigens hierfür berechnet und bemessen worden sind, mit Hilfe zweier Verankerungstrommeln. Die Sicherheit eines Tragseiles bei reiner Zugbeanspruchung ist 4,15 fach. Bei Berücksichtigung der auftretenden Biegungsspannungen durch die Verkehrslast ist der Gesamtsicherheitsgrad 3,33.

Die vier Stützen für die Trag- und Zugseile sind vollkommen in Eisenkonstruktion hergestellt und wurden auf Winddruck unter Berücksichtigung auf die dem Winddruck ausgesetzten Seile nach den Vorschriften des Bundes-Ministeriums für Handel und Verkehr berechnet. Infolge dieser Bemessungsweise sind die Stützen auch einer durchaus einseitigen Belastung gewachsen. Dieser Belastungsfall ist bei der Montage beim Auflegen der Seile möglich.

Das Zugseil wird in der Bergstation angetrieben, während das Gegenseil in der Talstation durch eine bewegliche Seilscheibe gespannt wird. Der Durchmesser des Zugseiles ist mit 24 mm infolge der höheren Belastung größer als der des Gegenseiles mit 22 mm. Die errechnete Gesamtsicherheit gegen Bruch ist für das Zugseil 4,14 fach und für das Gegenseil 5,4 fach.

Außerdem ist noch ein in sich geschlossenes Gegenseil vorgesehen, dessen Spannung so gewählt ist, daß es sich außer Betrieb immer über dem unbelasteten Tragseil befindet.

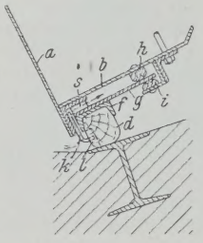
Der Antrieb geschieht mittels Riemen von einem 85 pferdigen Dieselmotor; ein zweiter, ebenso starker Motor steht für den Fall einer Betriebsstörung in Reserve.

Die Leistungsfähigkeit der Bahnanlage beträgt bei einem Fassungsraum der beiden Personenwagen von 23 Fahrgästen und einer Fahrzeit von 16 Min. 92 Personen in der Stunde und in jeder Richtung. F. F.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Dichtungsvorrichtung für Wehre. (Kl. 84 a, Nr. 444 574 vom 31. 10. 1925 von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg.) — Der Dichtungsbalken *a* ist mittels eines U-Eisens *f* am vorderen Ende der Platte *g* gelagert, deren hinteres Ende durch zwei am Wehrkörper befestigte Leisten *h*, *i* gehalten wird. Zum Festhalten der Platte und des Dichtungsbalkens *d* kragt die Stauwand *a* unten so weit vor, daß die Platte *g* nicht zwischen *h* und *i* herausgleiten kann; an der Stauwand sind in Nischen *l* des Dichtungsbalkens gleitende Flacheisen *k* angeordnet. Platte und Dichtungsbalken werden durch den Druck des Oberwassers angepreßt, das in der Pfeilrichtung in den Raum zwischen der Platte *g* und dem Versteifungsblech *b* des Wehres eintreten kann. Leisten *s* sichern den Wasserzutritt hinter die Platte *g*.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Kleist, Vorstand des R. B. A. Guben, als Vorstand zum R. B. A. Cüstrin, Schindler, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Breslau, als Vorstand zum R. B. A. Schwiebus, Paulsen, Vorstand des R. B. A. Cüstrin, als Vorstand zum R. B. A. Guben, Flamm, bisher beim R. B. A. Waldenburg, zur R. B. D. Kassel, von Bock und Polach, Vorstand des R. B. A. Schwiebus, zum R. B. A. Breslau 1, Paul Lindemann, Werkdirektor des R. A. W. Oberhausen, als Werkdirektor zum R. A. W. Meiningen, Walter Böttcher, Werkdirektor des R. A. W. Meiningen, als Werkdirektor zum R. A. W. Dresden und Dr. jur. Thost, bisher beim R. B. A. Konstanz, zur R. B. D. Frankfurt (Main) sowie der Reichsbahnbaumeister Leicher, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Paderborn Hbf., nach Kassel als Leiter einer Abteilung beim dortigen R. A. W.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Rudolf Kallenbach, Werkdirektor des R. A. W. Dresden, die Stellung des Vorstandes des Reichsbahn-Abnahmeamts Dresden.

Bestellt: die Reichsbahnräte Zorn, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Niederschöneweide, zum Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Charlottenburg und Gustav Wagner, bisher beim R. B. A. Breslau 1, zum Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Breslau 1.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberamtmann Kunz bei der Hauptverwaltung.

Gestorben: die Reichsbahnräte Ernst Ritter, Vorstand des R. B. A. Gleiwitz, Heldt, Abnahmebeamter beim Reichsbahn-Abnahmeamt Berlin 2, und Oskar Weber, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Leinhausen.

INHALT: Der Abbruch der Eisenbahnbrücken über die Elbe und Havel auf der Strecke Berlin–Stendal. — Eisenbetonquerschwelle mit Mittelgelenk. — Grundströmung und Geschiebebewegung an umflossenen Strompfeilern. — Der Bau des Sulgenbachstollens in Bern. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins (E. V.). — Misch- und Fördereinrichtung für Gußbeton. — Juliana-Kanal. — Zur Betriebseröffnung der Tokyoer Untergrundbahn. — Umfassende Bruchversuche an einer Eisenbetonbogenbrücke. — Seilbahn auf die Schmittenhöhe. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 23. März 1928 | Heft 12

Die Schleusentore für die Kachletstufe der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **L. Karner**, Zürich.

Das bedeutendste Werk im Zuge der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau, deren Ausbau von der Rhein-Main-Donau A.-G. in München durchgeführt wird, ist die Kachletstufe bei Passau.[1]) Die Gesamtanlage in Heiningen, 3,5 km oberhalb Passau, dient den Zwecken der Schiffahrt

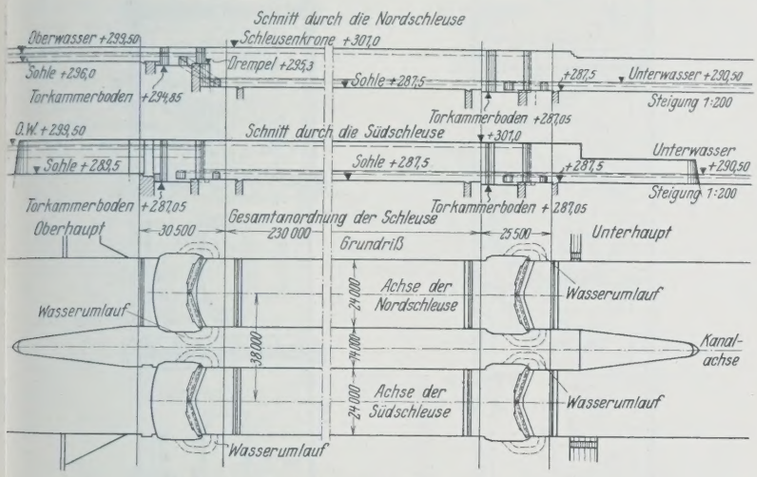
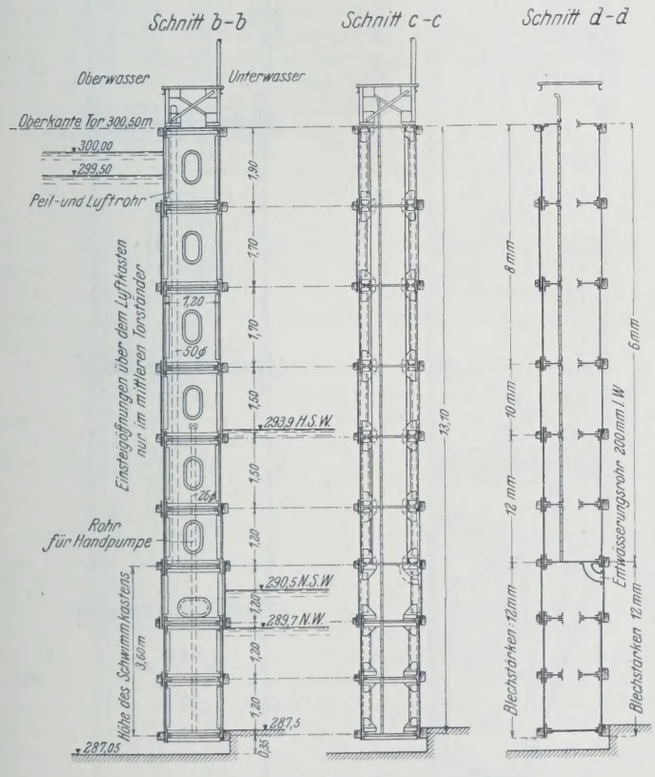


Abb. 1. Gesamtanordnung der Schleuse.

dadurch, daß durch ein Stauwerk ein Aufstau der Donau entsteht, der auch bei Niederwasser vollen Flußschiffahrtsbetrieb ermöglicht, und den Zwecken der Kraftgewinnung durch eine Kraftanlage, die bis zu 56000 PS erzeugt. Das Stauwerk erfordert eine Schleusenanlage, die in die Sehne des Bogens gelegt ist, den die Donau an dieser Stelle beschreibt. Sie besteht aus einem Oberkanal von 400 m, der eigentlichen Schleuse, einer Doppelkammerschleuse von 230 m Nutzlänge und einem Unterwasserkanal von 250 m Länge. Abb. 1 zeigt die Anlage der Doppelkammerschleuse. Die Kammern der Süd- und Nordschleuse haben eine lichte Breite von je 24 m und sind an den Schleusenhäuptern durch Stemmtore abgeschlossen. Die Abmessungen dieser größten Binnenschiffahrtschleuse Europas ermöglichen ein gleichzeitiges Durchschleusen eines breiten Raddampfers mit vier paarweis gekuppelten 1200-t-Schleppkähnen. Während des Baues der Wehranlage mußte die Südschleuse dem umgeleiteten Schiffsverkehr dienen und daher Ober- und Unterhaupt gleich tief liegen, so daß beide Tore dieser Schleuse sowie das Unterhaupt der Nordschleuse gleiche Höhen der Torflügel, d. h. 13,2 m bei einer Flügelbreite von 12,8 m aufweisen. Die Nordschleuse, die erst nach der Stauherstellung dem Betriebe übergeben wurde, erhält im Oberhaupt eine höhere Kanalsohle und damit ein niedrigeres Tor von 5,5 m Höhe. Die Schleusen besitzen zum Füllen und Entleeren Umläufe, die bei den großen Höhen durch Rollkeilschütze abgeschlossen werden, während beim Oberhaupt der Nordschleuse Zylinderschütze verwendet werden. Alle Antriebe für die Tore und für die Umlaufschützen sind elektrisch und besitzen Einrichtungen für Nothandantrieb. Der folgende Aufsatz beschäftigt sich mit der konstruktiven Anordnung der Verschlüsse und ihrer Wirkungsweise, insbesondere aber mit der Eisenkonstruktion der Tore.



Zu Abb. 2.

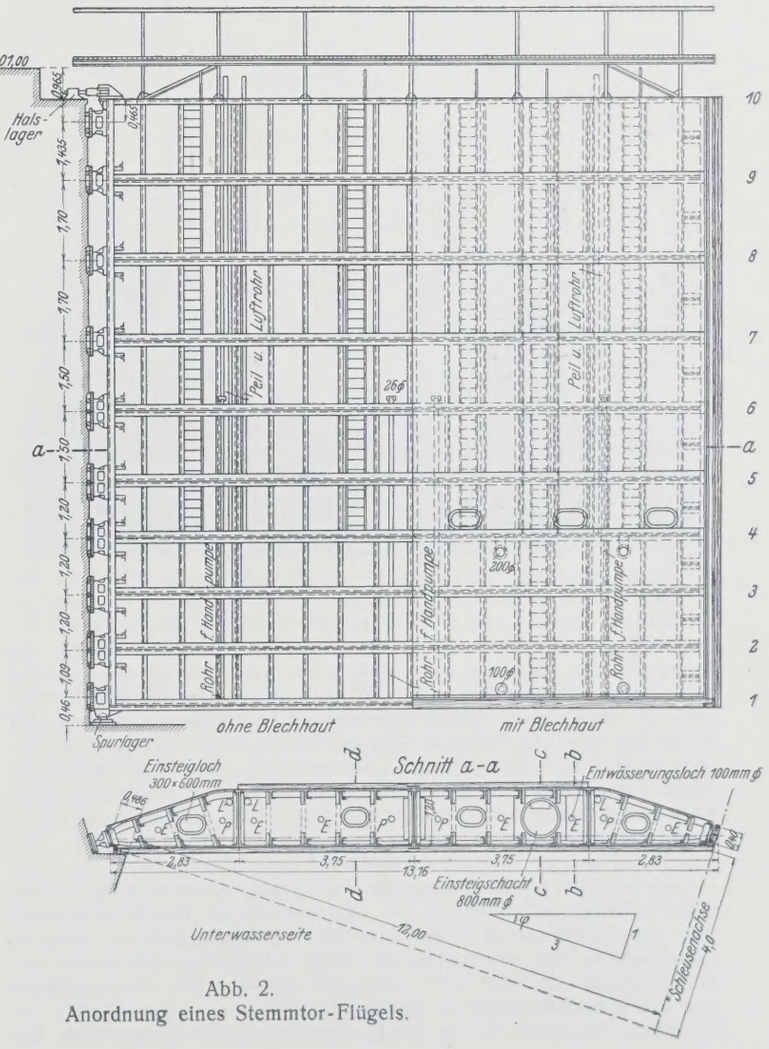


Abb. 2.
Anordnung eines Stemmtor-Flügels.

[1]) s. 1. Der Bauingenieur 1926, Heft 29: Die Kachletstufe an der Bayerischen Donau, von Oberbaudirektor Prof. Dantscher, München. 2. „Die Bautechnik" 1926, Heft 23 u. f.: Die Stau-, Schleusen- und Kraftanlage im Donau-Kachlet bei Passau, von Reg.-Baurat Hetzel.

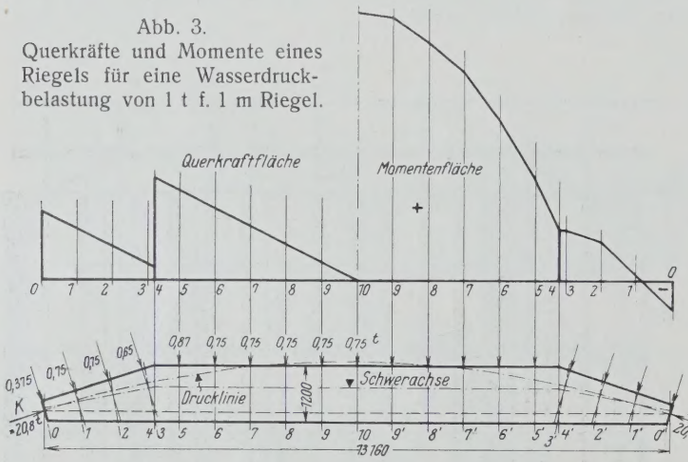
a) Gliederung eines Torflügels.

In Abb. 2 ist ein Flügel eines Stemmtores von 13,2 m Höhe von der Unterwasserseite gesehen, in der Ansicht, im Grundriß und in verschiedenen Schnitten dargestellt. Die Stemmtore sind Riegeltore mit halbtrapezförmigem Grundriß und beidseitiger ebener Blechhaut, von der allerdings nur die der Oberwasserseite unmittelbar zur Aufnahme des Wasserdruckes dient. Die Riegel sind in lotrechter Richtung durch die Wendesäule, die Schlagsäule, drei vollwandige Ständer und vierzehn Rahmenständer, die allerdings nur zur Blechaussteifung dienen, untereinander verbunden. Riegel und Ständer geben mit der Blechhaut zusammen eine elastische Platte zur Aufnahme des Wasserdruckes. Sehen wir von dem Einfluß, den die elastische Formänderung dieser Platte auf die Verteilung des Wasserdruckes ausübt, ab, so übernimmt jeder Riegel den anteiligen Druck und überträgt ihn durch Stemmknaggen, die an der Wendesäule befestigt sind, auf Wanddruckplatten im Mauerwerk. Die Lagerung jedes Torflügels für Eigengewicht und für den Antrieb geschieht in einem Spurlager unten und einem Halslager oben. Das Spurlager ist konstruktiv mit der Stemmknagge des untersten Riegels verbunden. Damit durch die Torgewichte bei der Bewegung Spur- und Halslager nicht überlastet werden, sind schließlich die unteren drei Riegelfelder auf die ganze Torbreite zu Luftkasten zusammengefaßt, deren Auftrieb die gewünschte Entlastung hervorruft. Der Teil über dem Luftkasten ist Wasserraum der mit dem Unterwasser in freier Verbindung steht. Die Druckübertragung der beiden Stemmtorflügel gegeneinander findet an der Schlagsäule statt. Die Dichtung des Tores an der Schlagsäule, Wendesäule und am Drempel geschieht durch kräftige eichene Dichtungsleisten.

b) Riegel.

Die Riegel sind halbtrapezförmige Blechträger mit einer Stegblechhöhe von 400 mm an der Wendesäule, 453 mm an der Schlagsäule und 1200 mm in der Mitte, letztere Bemessung ist von der beschränkten Tornischentiefe abhängig. Für die so gewählten Abmessungen und für die

Abb. 3.
Querkräfte und Momente eines Riegels für eine Wasserdruckbelastung von 1 t f. 1 m Riegel.



an der Wende- und Schlagsäule symmetrisch angenommenen Lage der Kämpferdruckpunkte ergeben sich die Querkräfte und Momente für eine Belastung von 1 t/lfd. m nach Abb. 3. Die Drucklinie schneidet an den Enden des Torflügels die Schwerachse und ruft den Riegel entlastende Biegemomente hervor. Das Stegblech ist 12 mm stark und von Gurtwinkeln 130 · 130 · 14 an der Unterwasser- und von Gurtwinkeln 100 · 100 · 14 an der Oberwasserseite gesäumt. Von der Blechhaut des Tores ist außer der Breite der Gurtwinkel noch ein weiterer beidseitiger Streifen zum wirksamen Gurtquerschnitt hinzugerechnet, dessen Breite mit abnehmender Blechstärke abnimmt und beim 6-mm-Blech der Unterwasserseite (über dem Luftkasten) nicht mehr berücksichtigt wird. Sämtliche Riegel, mit Ausnahme des untersten Luftkastenbodens und Decks (Riegel 1 und 4) haben je vier Einsteiglöcher (600 · 300 mm), die beiderseits mit Winkeln gesäumt sind, um die Stegblechschwächung zu ersetzen. Vom obersten Riegel bis zum Luftkastendeck führt ein Einsteigschacht mit kreisförmigem Querschnitt von 800 mm Durchm., der ebenfalls beim Durchdringen der Riegel doppelte Winkelringaussteifungen erhält. Abb. 4 zeigt konstruktive Einzelheiten eines normalen Riegels über dem Luftkasten in etwas größerem Maßstabe.

c) Ständer.

Wendesäule, Schlagsäule und die drei lotrechten Vollwandträger bilden die Ständer eines Torflügels. Die beiden seitlichen Torständer besitzen über dem Luftkasten in jedem Riegelfach ein Einsteigloch von gleichen Abmessungen, wie wir sie bei den Riegeln kennen gelernt haben; der mittlere Ständer ist ohne solche Öffnungen gebaut. Im Luftkasten haben alle drei Zwischenständer im dritten Riegelfelde von unten ebenfalls ein Mannloch, das jedoch normal durch einen Deckel dicht gemacht ist. Der

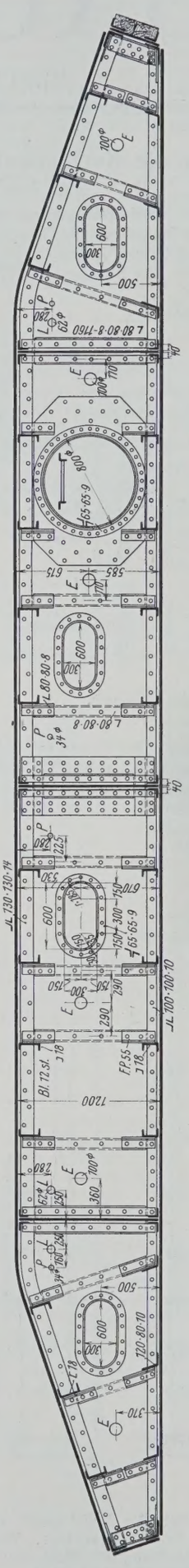


Abb. 4. Normaler Riegel über dem Luftkasten.

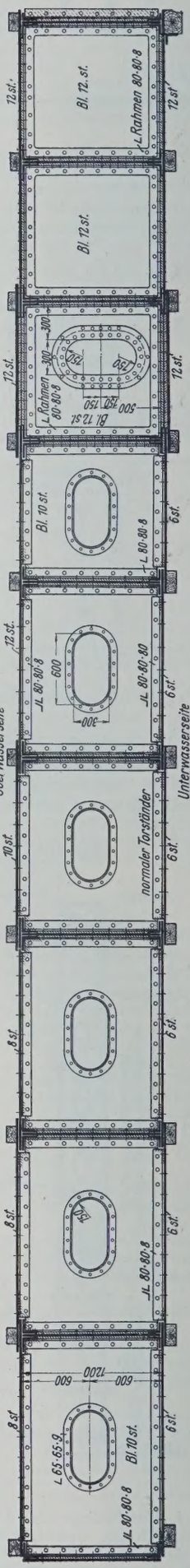


Abb. 5. Normaler Torständer.

Luftkasten ist also durch die Zwischenständer in vier voneinander getrennte Lufträume geteilt. Die Ständer besitzen keine durchgehenden Stegbleche, sie bestehen aus rechteckigen Blechen zwischen den aufeinanderfolgenden Riegeln einerseits und der Ober- und Unterwasserblechhaut anderseits. Die Ständerbleche sind im Luftkasten 12, über dem Luftkasten 10 mm stark. Die Verbindung mit den Riegeln und mit der Blechhaut geschieht durch je zwei Winkel 80·80·10, die im Luftkasten zur besseren Dichtung Eckschweißung erhalten. Abb. 5 stellt einen normalen Torständer in etwas größerem Maßstabe dar; die Querschnitte der Wendesäule und der Schlagsäule gehen aus den Abb. 6 u. 7 hervor, die auch die Anordnung der Stemmknaggen und der Schlagleisten, auf die wir noch später zurückkommen, deutlich zeigen.

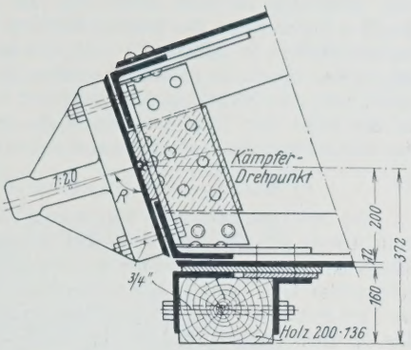


Abb. 6. Querschnitt der Wendesäule bei Querriegel 2.

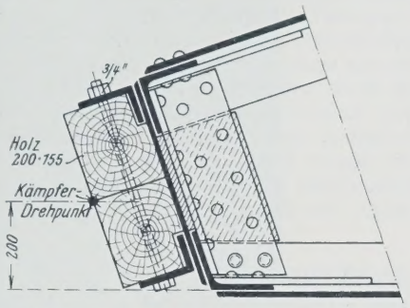


Abb. 7. Querschnitt der Schlagsäule bei Querriegel 2.

d) Blechhaut.

Die Stärke der Blechverkleidung von unten bis Riegel 6 der Oberwasserseite und von unten bis Riegel 4 (Luftkastendeck) der Unterwasserseite ist 12 mm. An der Oberwasserseite nimmt von Riegel 6 aufwärts die Blechstärke mit abnehmendem Wasserdruck bis 8 mm ab, an der Unterseite stellt über dem Riegel 4 die 6 mm starke Blechhaut nur eine Aussteifung des Tores (ohne Wasserdruck) dar. Unmittelbar über dem Luftkasten sind in letzterem Teile der Blechhaut sechs Öffnungen von der Größe der Mannlöcher mit Winkelumrahmungen vorgesehen, durch die das Wasser aus- und eintreten kann. Alle Blechschüsse sind wagerecht verlegt mit einem einzigen senkrechten Laschenstoß in Torflügelmitte. Die Tafelbreiten reichen von Riegel zu Riegel, nur die untersten beiden Riegelfächer sind in einem Schuß zusammengefaßt. Die wagerechten Stöße sind Überlappungsstöße mit doppelreihiger Nietung und entsprechenden Stemmkanten.

e) Aussteifung der Blechhaut.

Vierzehn Rahmenständer sorgen für die örtliche Blechaussteifung. Der Anschluß an die Stegbleche der Riegel geschieht durch zwei Winkel 80·80·8 an der Unterseite, und durch ⊏ 18 an die Blechaussteifung. Die Ecksteifigkeit der Rahmen wird durch dreieckförmige 10 mm starke Bleche erzielt. In den äußeren Ständerfächern sind an der Unterwasserseite wegen der schrägen Anschlüsse an Stelle der ⊏ 18 Winkel 120·80·10 gewählt.

f) Nietung.

Die Oberwasserseite des Tores, Wende- und Schlagsäule sowie der gesamte Luftkasten einschließlich der Schotte sind wasserdicht genietet bei einer mittleren Nietenentfernung von 3,5 *d*. Dort, wo Holzleisten dicht anliegen, sind die Niete versenkt.

g) Luftkasten.

Das Tor wird durch den Riegel 4 in einen Luft- und in einen Wasserraum geteilt. Der Luftraum zerfällt, wie schon erwähnt, in vier Teile, die durch Schotte getrennt sind, die je ein, normal verschlossenes, Mannloch besitzen. Von Riegelfach zu Riegelfach gelangt man durch Mannlöcher in den Riegeln 2 und 3, die genau so angeordnet sind wie bei den Riegeln des Wasserraumes. Zum Luftraum gelangt man durch den Einsteigschacht, der in Höhe des Riegels 10 beginnt und bis zum Luftkastendeck führt. Der Auftrieb des Luftkastens bewirkt die Entlastung der Spur- und Halslager der Tore, die Unterteilung in vier getrennte Kasten soll das Vollaufen aller Fächer verhindern, wenn ein Ständerfach beschädigt wird. Tritt dieser Fall ein, so bleiben die drei übrigen wirksam und das Tor kann noch lange Zeit ohne Schaden in Betrieb bleiben. Eine Überbeanspruchung der Lager ist nicht möglich, da diese für den Fall der gänzlichen Ausschaltung des Auftriebes (bei leerer Schleusenkammer) berechnet sind. In den Stegflächen der Riegel 2 und 3 sind zum Ablaufen etwaigen Sicker- oder Kondenswassers Entwässerungslöcher von 100 mm Durchm. angebracht; das sich schließlich am Luftkastenboden ansammelnde Wasser kann mittels Handpumpen entfernt werden.

h) Entwässerung und Luftzuführung.

Der Teil des Tores über dem Luftkasten ist Wasserraum, dessen Wasserstand gleich dem Unterwasserspiegel ist. Die Einsteiglöcher in den Riegeln ermöglichen das Abfließen des Wassers und damit den ungehinderten Ausgleich durch die an der Blechhaut der Unterwasserseite unmittelbar über dem Luftkasten vorgesehenen Öffnungen. Um das Abfließen des Wassers über den einzelnen Riegeln unter Lochrandwinkelhöhe zu ermöglichen, sind in den Stegblechen der Riegel noch besondere Abflußlöcher von 100 mm Durchm. vorgesehen. Der schließlich noch über dem Luftkastendeck bis zur untersten Kante der Abflußöffnungen der Unterwasserblechhaut verbleibende Wasserrest wird durch 4 viertelkreisförmig gekrümmte Rohre abgeführt, die vom Deck des Luftkastens durch diesen dicht zur Außenwand des Tores führen. Um das bei der Besprechung des Luftkastens bereits erwähnte Rest- oder Sickerwasser vom Boden des Luftkastens zu entfernen, besitzt jedes Ständerfach ein Pumpenrohr von 26 mm Durchm. vom Boden des Luftkastens bis über Riegel 6 (also über HSW). Die Rohre erhalten zum gewöhnlichen Verschluß Rotgußkappen, die bei Bedarf entfernt werden, um eine Handpumpe aufsetzen zu können. Um beim Pumpen dem Luftkasten von außen Luft zuzuführen, ist noch von Toroberkante bis unmittelbar unter Luftkastendeck in jedem Ständerfach ein Luftrohr von 50 mm Durchm. angeordnet (Abb. 2 zeigt diese verschiedenen Rohranlagen deutlich).

i) Zugangsmöglichkeiten und Laufsteg.

Die Einsteiglöcher der Riegel über dem Luftkasten liegen übereinander und in jedem Ständerfach ist von der Toroberkante bis zum Luftkastendeck eine Steigleiter durchgeführt. Im Einsteigschacht führt eine Leiter von Toroberkante bis zum Boden des Luftkastens, so daß durch diese Leitern und durch die Mannlöcher in den Riegeln und Ständern der Torflügel in allen Teilen begehbar ist. Über dem Tor ist ein Laufsteg mit Eichenbohlenbelag aufgesetzt, der bei geschlossenem Tor eine Verbindung über die Schleuse herstellt.

k) Lager.

Die Übertragung des Riegelstemmdruckes geschieht in jedem Riegel durch Stemmlager, die aus Knaggen und Wanddruckplatten bestehen. Die Stemmknaggen erhalten entsprechend Abb. 6 eine geringe Neigungsänderung gegenüber der Kämpferdrucklinie (1:20), um zu erreichen, daß die Dichtungsleiste der Wendesäule mit schwachem Druck zum Anliegen kommt. Die Stemmlager der Riegel 2 bis 6 sind wegen des größeren Wasserdruckes stärker bemessen als die der oberen Riegel.

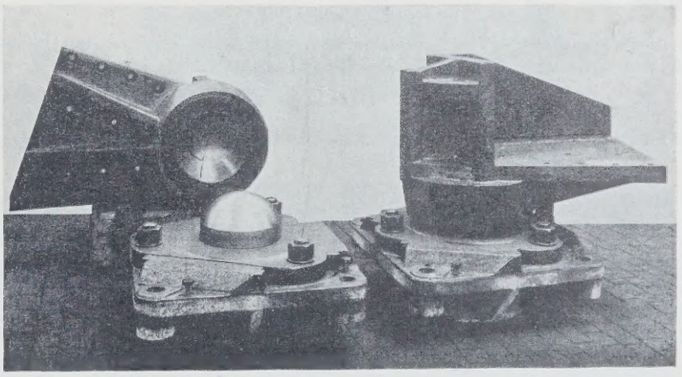


Abb. 8. Spurlager eines Torflügelpaares; links mit abgehobenem Torschuh mit Spurplatte.

Abb. 8 veranschaulicht das mit der Stemmknagge des untersten Riegels vereinigte Spurlager. Dem geringeren Stemmdruck entsprechend sind die Knaggenabmessungen wie für die leichteren Stemmlager gewählt. Der feste kugelige Spurzapfen des Spurlagers ist aus Sonderstahl und durch Keile gegenüber der mit dem Mauerwerk festverbundenen eigentlichen Lagerplatte einstellbar, so daß einerseits ein genaues Ausrichten der Torflügel und anderseits ein genaues Anliegen der Dichtungsleisten gewährleistet wird. Die im Torschuh gelagerte Spurplatte aus Bronze hat seitlich darin so viel Spiel, daß der Torflügel mit seiner Dichtungsleiste durch den Wasserdruck gegen die im Mauerwerk eingelassenen Anschlagrahmen gedrückt wird, ohne Überbeanspruchung im Lager hervorzurufen. Das unter Wasser liegende Fußlager wird mittels Schmierpresse durch Starrfett geschmiert. Durch diese sonst nicht übliche Schmierung wird nicht nur leichter Gang erreicht, auch ein Rosten des Stahlzapfens wird verhütet.

Abb. 9 bringt das Halslager, links die Lagerplatte im Mauerwerk mit den zwei nach rückwärts gerichteten gelenkig beweglichen Verankerungen

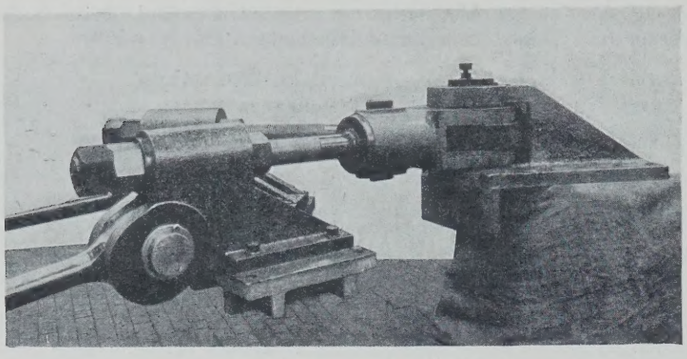


Abb. 9. Halslager eines Torflügels.

und rechts den Anschluß an die Eisenkonstruktion des Tores. Auch hier läßt eine gute Einstellbarkeit und Beweglichkeit des Tores das Anliegen der Dichtungen weitgehend regeln.

l) Dichtungen und Schutzhölzer.

Die Abdichtung eines Torflügels geschieht an der Wendesäule, an der Schlagsäule und am Drempelrahmen durch je 16 cm starke Eichenbalken, die auf das genaueste gearbeitet sind. Das genaue Einstellen der Tore und damit das genaue Dichten wird einerseits durch die schon beschriebene Verstellbarkeit der Torlager (Spur- und Halslager) und anderseits durch genaue Berücksichtigung der unter Wasserdruck zu erwartenden elastischen Formänderungen jedes Torflügels erzielt. Letztere sind von besonderer Wichtigkeit für das Andichten am Drempel und an der Schlagsäule, wobei weiter, bereits von vornherein, das zu erwartende Quellen der Dichtungsleisten mit berücksichtigt werden muß. Die Abb. 1, 6 u. 7 lassen die Anordnung der Dichtungsleisten sowie verschiedene Einzelheiten gut erkennen.

Um das Tor, und zwar insbesondere die Torhaut, gegen etwaige Beschädigungen durch Schiffe zu schützen, sind beiderseitig besondere Schutzleisten angebracht. Diese reichen an der Oberwasserseite über die ganze Torbreite, der Unterwasserseite über die gerade Strecke des mittleren Teiles der Torflügel. Alle Schutzleisten sind in Riegelhöhe angebracht und an der Unterwasserseite an den einzelnen Stellen so stark gewählt, daß ihre Außenkante genau eine Ebene bildet. Es wird dadurch erreicht, daß bei einem Schlag des Tores gegen die Tornische, bei zu raschem Öffnen, dieser sich gleichmäßig verteilt. Alle Hölzer sind sorgfältig ausgewähltes gerades und gesundes Eichenholz, das mit Karbolineum getränkt ist.

m) Obertor der Nordschleuse.

Das Obertor der Nordschleuse ist grundsätzlich von gleicher Bauart wie das eben beschriebene. Die Konstruktionshöhe dagegen ist nur 5,5 m, wodurch sich die entsprechenden Änderungen ergeben. Bei gleicher Grundrißanordnung besitzt das Tor vier Riegel, also drei Riegelfache, und die gleiche Anordnung der Ständer, Blechhaut und Aussteifungen. Der Luftkasten ist aber nicht über die ganze Torbreite durchgeführt, sondern umfaßt nur die beiden äußeren Ständerfächer eines Torflügels (äußere Hälfte) in der Breite und die beiden untersten Riegelfache in der Höhe. Dadurch rückt der Auftriebschwerpunkt gegen die Schlagsäule, und die Entlastung des Spur- und Halslagers wird relativ günstig, da die Höhe des Tores und damit die lotrechte Entfernung der Lager (für die Momentenaufnahme maßgebend) gering ist.

n) Montage der Eisenkonstruktion der Tore.

Die Montage derartiger Tore bietet an sich keine Schwierigkeit, sie muß jedoch mit allergrößter Sorgfalt ausgeführt werden. Von den beiden Möglichkeiten des Zusammenbaues eines Torflügels in wagerechter oder senkrechter Lage wurde aus bestimmten Gründen die letztere gewählt, weil sie sich besser mit den örtlichen Verhältnissen unter Berücksichtigung der übrigen Bauarbeiten an der Schleuse vereinbaren ließ. Die Tore mußten in halb offener Stellung montiert werden, um bei der gleichzeitigen Montage zweier Torflügel den Lichtraum für ein Materialtransportgleis in der Schleusenkammerachse freihalten zu können. Die Eisenkonstruktionsteile wurden in Höhe der Schleusenoberkante antransportiert, und eine besondere Montagebrücke über die Schleuse hinweg bediente mit einem Laufkran die Baustelle. Die Riegel wurden im Werk vollständig zusammengebaut und zuerst mit den Ständern und den Aussteifungen der Blechhaut zur Aufstellung gebracht. Nach dem Aufstellen dieses Gerippes wurde die Blechhaut gleichmäßig aufgebracht. Die beiden Abb. 10 u. 11 zeigen den Bauvorgang, und insbesondere das letztere Bild läßt die Gliederung der Tore, die Anordnung der Einsteiglöcher, des Einsteigschachtes usw. deutlich erkennen. Nach dem Auf-

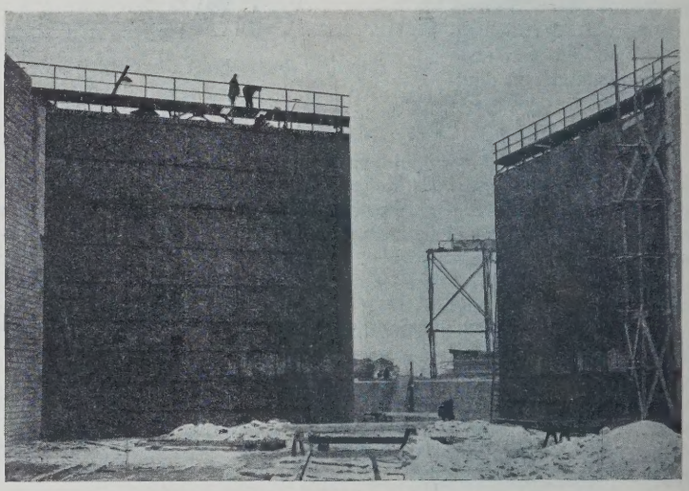


Abb. 12. Obertor der Südschleuse nach Beendigung der Montage (von der Unterwasserseite).

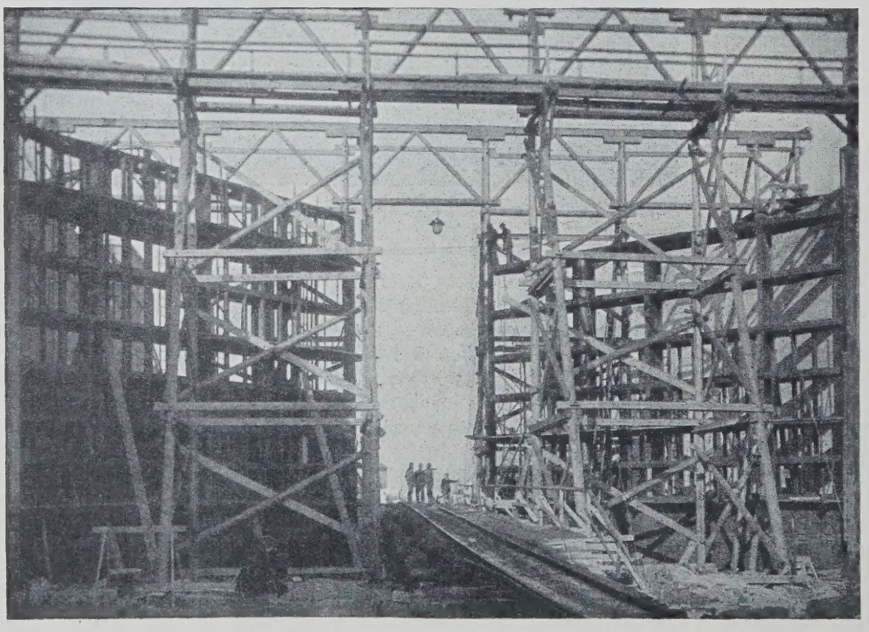


Abb. 10. Montage des Obertores der Südschleuse.

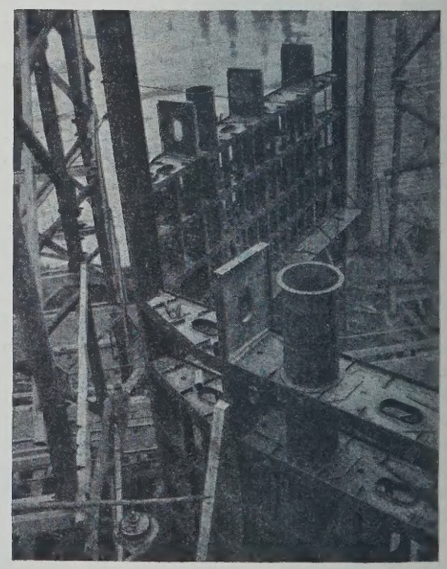


Abb. 11. Montage des Obertores der Südschleuse.

bringen der Blechhaut wird diese sorgfältig vernietet und verstemmt; der Luftkasten wird auf seine Dichtigkeit durch eingepumptes Wasser einer besonderen Prüfung unterzogen. Erst nach dem vollständigen Zusammenbau, nach dem Verstemmen und Anbringen der Stemmknaggen und Lager wird der Torflügel in die richtige Lage gebracht und geschlossen, damit die Dichtungsleisten genau angepaßt werden können. Zunächst ist dabei die Stärke der Schlagleisten etwas zu groß gewählt, um nach dem Schließen der Tore durch einen von oben nach unten geführten Säge-

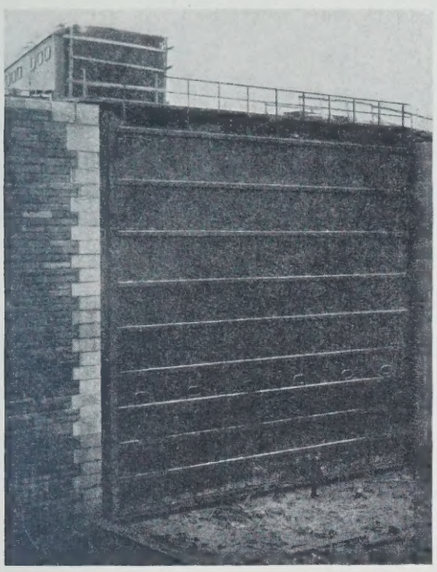


Abb. 13. Ansicht eines Torflügels vollkommen geöffnet (in der Tornische).

schnitt zwischen den beiden Torflügeln ein vollständiges Passen der Berührungsflächen der Schlagsäulendichtung zu erreichen. Die Drempelleiste muß bei dem noch unbelasteten Tor noch ein Spiel aufweisen, da das Anliegen erst bei Vollbelastung durch die elastische Formänderung stattfinden darf und auch das spätere Quellen des Holzes berücksichtigt werden muß. Die Abb. 12 zeigt das Obertor der Südschleuse nach Fertigstellung der Montage von der Unterwasserseite; Abb. 13 einen Flügel dieses Tores in der Tornische. Auf diesem Lichtbild ist auch das

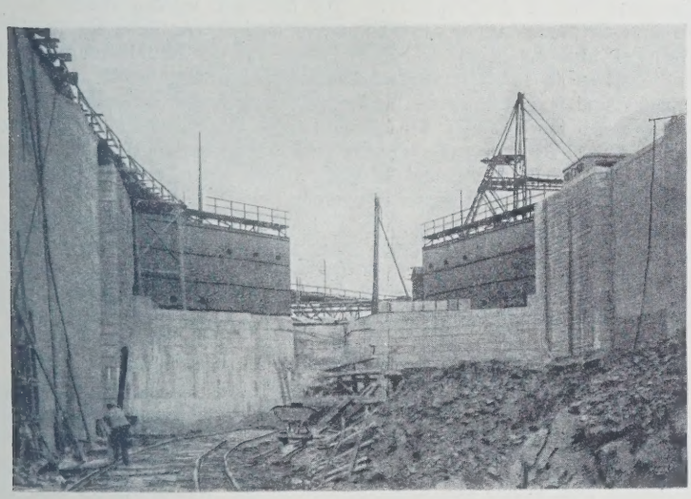


Abb. 14. Drempelabsturz und Tor des Oberhauptes der Nordschleuse.

Maschinenhaus für den Antrieb der Tore und Umlaufschützen zu sehen. Schließlich zeigt die Abb. 14 einen Blick auf den Drempelabsturz und auf das Obertor der Nordschleuse unmittelbar vor Montagebeendigung.

o) Rollkeilschütze.

Für die Umläufe an den hohen Toren sind Rollkeilschütze vorgesehen, von denen uns Abb. 15 eines während der Einbaues zeigt. Bei den Rollkeilschützen wird der Wasserdruck durch Laufrollen an der beweglichen Schütztafel auf im Schützschacht befestigte Führungen übertragen. Unten und an den beiden Seiten wird die Schütztafel gegen den eingemauerten Schützrahmen durch Stahlleisten abgedichtet, deren Dichtungsflächen mit dem Durchflußkanal gleichgerichtet sind. Die beiden seitlichen Dichtungen bilden zueinander einen spitzen Winkel, so daß sich die Schütztafel beim Schließen keilartig in den Schützrahmen hineinschiebt. Oben setzt sich die Schütztafel mit einer auf der Unterwasserseite an ihr befestigten Gummileiste auf eine Stahlleiste auf, deren Dichtungsfläche dem Durchflußkanal ebenfalls gleichgerichtet ist; Abnutzungen an den

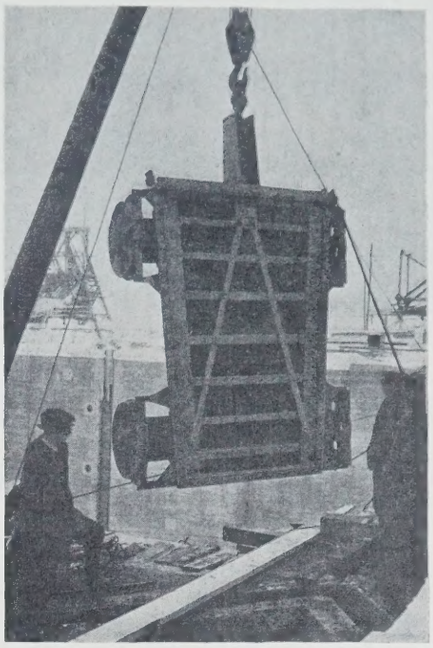


Abb. 15. Einbau eines Rollkeilschützes.

Laufrollen und Laufschienen werden dadurch unschädlich gemacht. Rollkeilschütze haben sich schon so vielfach bewährt, doch mußten sie im vorliegenden Falle der Größe und der Gefällhöhe entsprechend völlig neu durchgebildet werden. Zur Verminderung der Antriebskraft sind die Schütze fast ganz ausgewuchtet.

p) Zylinderschütze.

Der Verschluß der Umläufe am oberen Tor der Nordschleuse wird durch Zylinderschütze nach Abb. 16 erzielt. Da bei den bisherigen Zy-

Abb. 16. Zylinderschütz.

linderschützen mit oben offener Bauart infolge des durchströmenden Wassers sehr viel Luft mitgerissen wird, die meist störende Strudelwirkungen in der Schleusenkammer hervorruft, sind Schütze geschlossener Bauart zur Anwendung gekommen. Beim Entleeren der Schleusenkammer reißt bei dieser Bauart die Wassersäule nicht ab, so daß beim Öffnen des Schützes

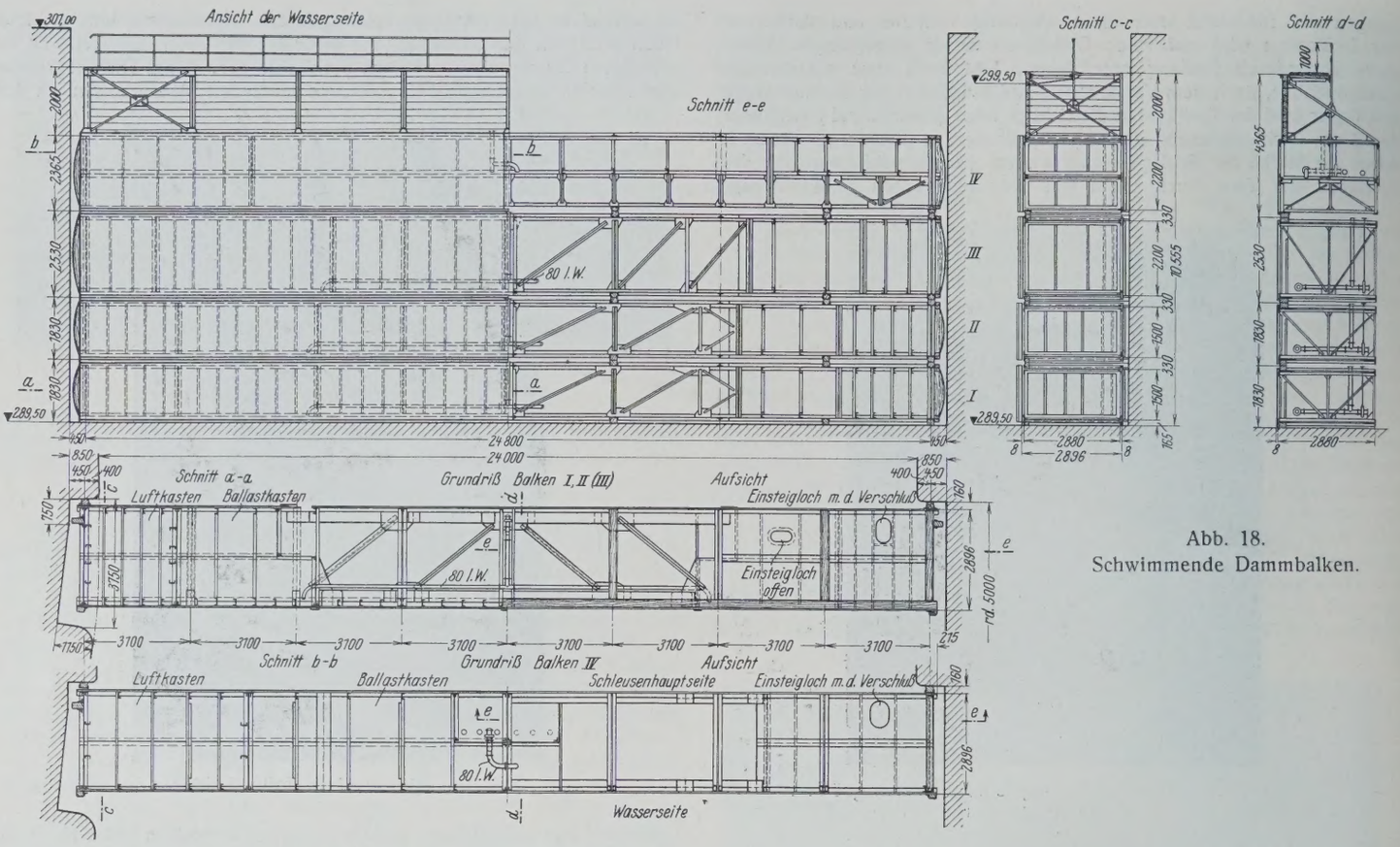


Abb. 18.
Schwimmende Dammbalken.

sofort ein geschlossener Wasserfaden vorhanden ist und schädliche Luft nicht mitgerissen werden kann. Das Zylinderschütz besteht aus einem festen Teil, der geschlossenen Glocke und einem beweglichen Teil, dem eigentlichen Schütz, das sich beim Öffnen in die Glocke einschiebt. An dem beweglichen Teil, einem kurzen Zylinder aus Blech, der nach allen Seiten hin gut ausgesteift ist, ist der untere Dichtungsring aus Stahlguß angeschraubt. Der im Mauerwerk verankerte Gegenring, ebenfalls aus Stahlguß, besitzt einen auswechselbaren Sitzring, auf den sich der Schützdichtungsring aufsetzt. Die obere Dichtung zwischen dem beweglichen Teil und der Glocke wird durch einen Flachring aus Gummi gebildet, der an der Glocke befestigt ist und durch den Wasserdruck an einen entsprechenden Ring des beweglichen Teiles angepreßt wird. Der auf die Schützglocke wirkende Wasserdruck wird von einem Trägerkreuz aufgenommen und auf das Mauerwerk übertragen. In dieses Trägerkreuz ist ein Führungsrohr eingesetzt, in dem die Antriebstange gelagert und geführt wird. Diese Antriebstange wird mittels einer Stopfbüchse in dem Rohr abgedichtet. Der bewegliche Teil des Schützes führt sich mit seinem oberen Armkreuz außen an dem Führungsrohr und ist mit seinem unteren Armkreuz mit der Antriebstange fest verbunden. Die Schmierung der aufeinander gleitenden Flächen geschieht von der Schleusenplattform aus. Um stets einen guten Schließdruck zu erzielen, ist der bewegliche Teil des Schützes nicht ausgewuchtet.

q) Antriebe und Betriebszeiten.

Der Torantrieb entspricht der schematischen Darstellung der Abb. 17; es sind für die Bewegung Kurbeltriebe gewählt, um an Schleusungszeiten

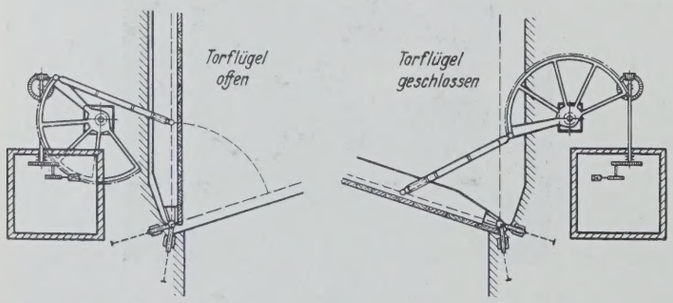


Abb. 17. Schematische Darstellung des Torantriebes.

zu gewinnen. Dieser Antrieb gestattet, schon bei etwa 15 bis 20 cm Überdruck, ohne den Motor zu überlasten, die Torbewegung einzuleiten. Ebenso tritt beim Einfahren der Tore in die Nischen keine Überlastung der Motoren ein. Die Kurbel ist mit dem Tor durch eine nach beiden Seiten abgefederte Schubstange verbunden, damit auch beim Eindringen von Fremdkörpern an den Dichtungen die Kurbelendstellungen erreicht werden können, ohne die Triebwerke zu überlasten. Die Endstellungen der Kurbel sind so begrenzt, daß während der ganzen Torbewegung möglichst gleich große Antriebskräfte vorhanden sind.

Sämtliche Antriebswinden sind gleichartig ausgeführt. Der Schneckentrieb mit angebauter Lamellen-Überlastungskupplung und die Backenbremse ruhen auf einer Grundplatte aus Formeisen. Drehstrommotoren für 380 V Spannung treiben die Winden an, die Bremsen werden durch Motormagnete belüftet. Auf den Seitenmauern sind die Antriebe für je einen Torflügel und ein Schütz in einem Haus, auf der Mittelmauer je zwei Antriebspaare in einem gemeinschaftlichen Haus untergebracht. Sämtliche Schalter sind in geschlossenen Kasten an den nach den Schleusenkammern zu liegenden Innenwänden der Häuser eingebaut. Sie werden von außen durch Steckschlüssel betätigt. Für die zusammengehörigen Antriebe zweier Torflügel und Schütze können die Motoren von jeder Torkammerseite aus gemeinsam oder einzeln gesteuert werden.

Zum Öffnen oder Schließen der Tore und der Zylinderschütze werden drei Minuten, der Rollkellschütze zwei Minuten benötigt. Die Motorleistungen betragen für die Tore 16,3 bezw. 9,5 PS, für die Rollkeilschütze 9,5 PS und für die Zylinderschütze 5 PS. Durch elektrische Endschalter wird die Tor- und Schützbewegung begrenzt.

r) Dammbalken.

Um die Schleusenhäupter gegen Unter- und Oberwasser absperren und bei Instandsetzungsarbeiten durch Leerpumpen trockenlegen zu können, sind besondere Dammbalken vorgesehen, die in dafür vorgesehene Nischen eingebaut werden können. Infolge der großen lichten Weite der Schleusen und wegen des teilweise erheblichen Wasserdruckes sind zur Verminderung des Gewichtes und zum Zwecke des leichteren Einbringens schwimmende Dammbalken gewählt worden, die mit Hilfe von besonderen Luft- und Ballastkasten abgesenkt bezw. gehoben werden können. Diese Dammbalken weichen von den sonst gebräuchlichen Bauformen stark ab. Je nachdem die Dammbalken für den Abschluß eines Ober- oder Unterhauptes und da wiederum, je nachdem sie gegen Ober- oder Unterwasser verwendet werden, ergeben sich verschiedene größte abzusperrende Wasserdruckhöhen zwischen 10,5 und 3,5 m Höhe. Die gesamte Dammbalkenanlage wird daher für die größte Wassertiefe konstruiert, aber so in einzelne Balken zerlegt, daß die Möglichkeit der Absperrung für alle verschiedenen Höhen gegeben ist.

Abb. 18 zeigt die Dammbalkenanordnung für eine Konstruktionshöhe von 10,5 m Höhe. Der Dammbalken ist in vier Einzelbalken unterteilt, die nach Bedarf einzeln, zu zweien, zu dreien oder zu vieren verwendet werden können. Die vier Balken I bis IV haben von unten nach oben

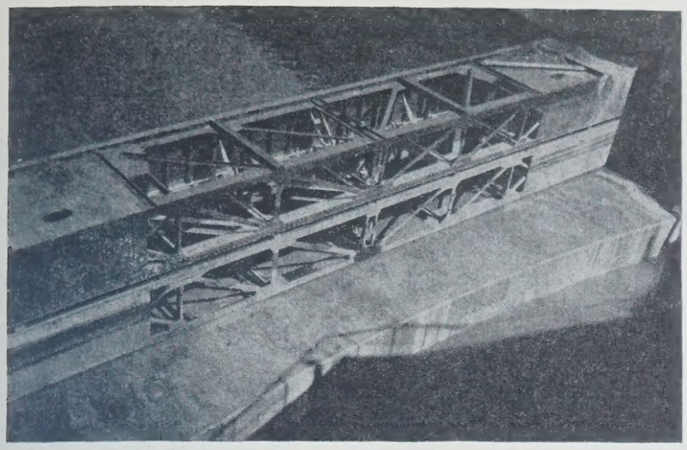


Abb. 19. Zwei Dammbalken am Obertor der Südschleuse eingesetzt.

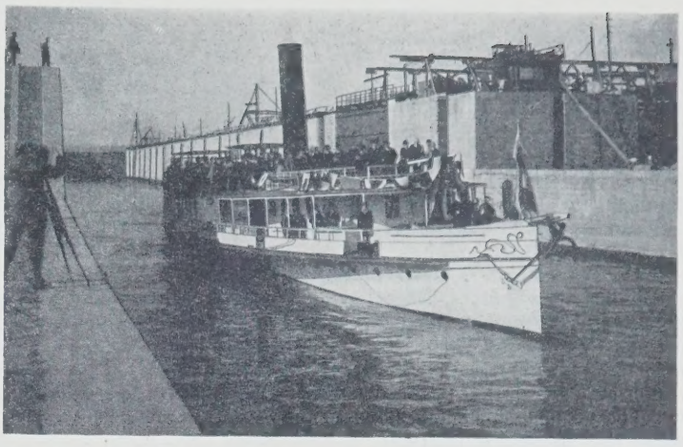


Abb. 20. Dampfer durch das Untertor der Südschleuse fahrend.

die Höhen 1,83, 1,83, 2,53 und 4,36, also insgesamt 10,55 m Höhe. Außer aus konstruktiven Gründen sind diese Höhen so gewählt, daß die Balken bei den verschiedenen Wassertiefen und bei den verschiedenen Gruppierungen immer verwendet und unter Berücksichtigung der Tauchtiefen unter Eigengewicht ohne Schwierigkeit eingeschwommen werden können. Die Einzelbalken haben auf der Wasserseite eine Blechhaut, die durch zwei fachwerkartige, wagerechte Riegel von 24,8 m Stützweite, 2,8 m Systemhöhe getragen und durch lotrecht dazwischen angeordnete ⊏-Eisen ausgesteift wird. Das System der Riegel zeigt einen Fachwerkparallelträger mit acht Feldern von je 3,1 m Länge. Der Riegelabstand beträgt von Mitte zu Mitte bei Balken I und II 1,5 m, bei den Balken III und IV 2,2 m.

Beim obersten Balken IV reicht die Blechhaut nur bis zu einer Höhe von 2,45 m. Er erhält darüber konsolartige Aufbauten, zwischen die Holzbohlen eingeschoben werden können, die die Abdichtung bis zu seiner Gesamthöhe von 4,365 m übernehmen. Zum Aufbringen der Bohlen ist ein Bedienungssteg vorgesehen. Um die Balken schwimmend zur Verwendungsstelle bringen und um sie absenken und wieder heben zu können, besitzen sie eine Anordnung von Luft- und Ballastkasten, die symmetrisch an den Enden des Balkens liegen. Die Abmessungen der Luftkasten sind so gewählt, daß bei vollständig gefüllten Ballastkasten ein Abtrieb von je 5 t für einen Balken verbleibt, daß also diese Kraft zum Dichten der Balken gegeneinander zur Verfügung steht, bezw. auch nur diese Last zum Herausheben des Dammbalkens notwendig ist. Im freischwimmenden Zustande, also bei leergepumpten Ballastkasten, besitzt der Balken eine vorher genau berechnete Tauchtiefe, die es ermöglicht, bei den einzelnen Balkenkombinationen und verschiedenen Tauchtiefen richtig in die Nischen zum Absenken einzuschwimmen.

Die genaue Form und Lage der Luft- und Ballastkasten ist abhängig vom Gewicht eines Balkens, seinem Auftrieb in verschiedenen Schwimm- und von den Schwerpunktlagen. Insbesondere ist zu beachten, daß der Schwerpunkt des Balkens der dichtenden Blechhaut zu liegt, weil die Dammbalken an dieser Seite schwerer sind. Da der Auftrieb gleich dem Gewichte des Balkens vermindert um den geforderten Abtrieb sein muß und zur Verhinderung des Krängens seine Mittelkraft mit der Resultierenden der beiden letzteren zusammenfallen muß, ergeben sich für alle Balken verschiedene Anordnungen der Luft- und Ballastkasten, wie dies aus der Abb. 18 hervorgeht.

Zum Abschluß eines Schleusenhauptes werden die Dammbalken in der Reihenfolge ihrer Verwendung an die Nische herangebracht und durch Einschwenken schwimmend in diese eingesetzt. Eine gemeinsame Einströmöffnung in der Mitte des Balkens ermöglicht ein gleichmäßiges Fluten der Ballastkasten und damit ein gleichmäßiges Absenken des Balkens, der an seinen Enden durch Seile gehalten wird, die über besondere Rollenböcke zu Winden führen. Sind schließlich die Ballastkasten vollgelaufen, so sitzt der Balken mit dem Abtrieb von 5 t auf dem Schleusenboden bezw. auf dem darunterliegenden Balken auf. Auf diese Weise wird die ganze Dammbalkenkombination für die gewünschte Höhe eingebracht, der hinter dem Balken liegende Raum leergepumpt und die notwendigen Arbeiten am Schleusenhaupt, an den Umläufen oder Verschlüssen trocken ausgeführt. Nach Fertigstellung wird das Wasser wieder eingelassen und nunmehr von oben beginnend die Balken wieder ausgebaut. Mit Hilfe der beiderseitigen Winden wird ein Balken so hoch gehoben, bis das Deck des Ballastkastens über Wasser ist. Hier wird dann eine Pumpe aufgesetzt, der Ballastkasten gelenzt, bis der Balken bei allmählichem Aufschwimmen seine richtige Schwimmlage bezw. Tauchtiefe hat, mit der er abtransportiert werden kann.

Die Abdichtung der Einzelbalken untereinander und gegen das Mauerwerk der Schleuse geschieht durch Eichenholzbalken. Der unterste Balken liegt mit seinem längs des Obergurtes unter dem unteren Riegel angeordneten Holz auf dem Schleusenboden auf. Die folgenden Balken haben ihre entsprechenden Abdichthölzer in derselben lotrechten Ebene und liegen auf den auf den oberen Riegeln befestigten Hölzern des darunterliegenden Balkens auf. Quer zu diesen Hölzern in den Ebenen der Ständer 1 und 3 und über den Endquerrahmen angeordnete Hölzer sorgen für ein gleichmäßiges Aufliegen. Die Abdichtung gegen die Nischenwände übernehmen lotrechte, an den vollwandigen Endquerrahmen der Balken befestigte Hölzer. Für die Führung der Balken in der Nische sind außer Führungsrollen aus Gußeisen noch verschiedene besonders geformte Hölzer vorgesehen.

Zwei abgesenkte Dammbalken zeigt Abb. 19; sie dienten an dieser Stelle während des Baues zur Sicherung der Fertigstellungsarbeiten in der Schleusenkammer, da der Damm, der den Oberkanal gegen die Donau abschloß, schon vorher durchstochen werden mußte. Die Dammbalken haben sich bei dieser ersten praktischen Verwendung vollauf bewährt.

Zur Lagerung der Dammbalken ist eine besondere kleine Hellinganlage gebaut worden. Ein geeigneter Platz erhält zwei Aufschleppen, auf denen je ein Hellingwagen läuft. Am obersten Ende der Aufschleppe ist eine Winde angeordnet, mit der der Hellingwagen so tief auf den unter Wasser fortgeführten Schienen ablaufen kann, daß der Dammbalken über den Hellingwagen hinwegschwimmen bezw. auf diesem abgesetzt werden kann. Die Hellingwagen besitzen wagerechte Holzroste zur Auflagerung der Dammbalken. Ist ein Dammbalken gleichmäßig auf beide Wagen abgesetzt, so werden diese parallellaufend hochgezogen und schließlich die Dammbalken auf hierzu besonders vorgesehene Stapelungen abgesetzt.

Für die gesamte geschilderte Eisenkonstruktion der Stemmtore und der Dammbalken ist St 37 verwendet worden. Die zulässige Spannung beträgt für Zug und Druck 1050 kg/cm² mit den üblichen Abänderungen für sonstige Beanspruchungen. Die außerordentlichen Abmessungen (s. Abb. 20), insbesondere die große Breite der Schleuse, haben bei diesem wirtschaftlich wichtigen und technisch interessanten Bauwerk sowohl beim Bau der Schleusentore als auch bei den Umlaufverschlüssen mancherlei Fortschritte gebracht, die der guten Zusammenarbeit der bauausführenden Behörde mit den ausführenden Firmen zu danken ist. Die Entwürfe für die gesamte Eisenkonstruktion an den Schleusentoren und Dammbalken, die Lieferung und die Durchführung der Montage dieser Bauteile einschließlich aller Lager der Tore waren der Firma Aug. Klönne, Dortmund, in Auftrag gegeben worden, während die Lieferung der Schütze, der Hals- und Spurlager der Tore und alle Bewegungseinrichtungen für Schütze und Tore vom Krupp-Gruson-Werk in Magdeburg stammen, das auch die Montage der kompletten Schütze und Torantriebe ausführte.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwässerung der Stadt Karlsruhe und ihrer Umgebung.

Von Dipl.-Ing. **Adolf Wittinger**, Stadtbaurat in Karlsruhe.

A. Einleitung.

Die Bearbeitung eines Generalbebauungsplanes für Karlsruhe und Umgebung gab Veranlassung, die vorhandenen Entwässerungsanlagen (Abb. 1) daraufhin zu untersuchen, ob sie für den Anschluß neuer Siedlungsgebiete genügen, oder wie sie ausgebaut werden müssen, um auch die Abwässer der Erweiterungsgebiete aufnehmen zu können. Dabei durfte ebensowenig wie bei Festlegung der Siedlungsgebiete Halt gemacht werden an den zufällig gewordenen Grenzen der engeren Gemarkung Karlsruhe, die sich innerhalb zweier Jahrhunderte seit ihrer Gründung zur heutigen Größe von rd. 4532 ha entwickelte, vielmehr mußte nach großen Gesichtspunkten der Kreis der Untersuchungen erweitert werden auf anstoßende, nicht zu Karlsruhe gehörige Gemeinden, deren einwandfreie Entwässerung nicht nur für sie selbst wichtig ist, sondern auch im Interesse der Stadt Karlsruhe liegt, da sie meistens auf Vorfluter angewiesen sind, die das Gebiet von Karlsruhe berühren.

Eine Grundbedingung für die Anlage einer Wohn- und Industriesiedlung ist die Möglichkeit einer geordneten Beseitigung der Abwässer, und dies in dem durchaus flachen Gelände der Stadt Karlsruhe und ihrer Umgebung, das keine nennenswerten Höhenunterschiede aufweist, so sehr, daß die Art der Geländenutzung in ihren Erweiterungsgebieten mit in erster Linie davon abhängig ist, ob für deren Entwässerung eine leistungsfähige, gesundheitlich und technisch einwandfreie Vorflut zur Verfügung steht.

Als solche kommt naturgemäß in erster Linie das Kanalisationsnetz der Stadt Karlsruhe selbst in Betracht. Daneben wird aber zu prüfen sein, ob nicht die Abwässer namentlich aus den entfernteren Teilen des Erweiterungsgebietes unter gewissen Voraussetzungen besser und wirtschaftlicher den natürlichen Gewässern des Gebiets zugeführt oder aber auf andere Weise einwandfrei beseitigt werden können.

Den nächstgelegenen natürlichen Vorfluter für den überwiegenden Teil des in Betracht kommenden Gebiets bildet die Alb, die jedoch wegen ihrer meistens sehr geringen Wasserführung — Wasserklemme 400 l/Sek., NW = 1480 l/Sek., MW = 2150 l/Sek. — und wegen ihres langen Laufs durch dichtbesiedeltes Gelände zur Aufnahme von Schmutzwasser nur in sehr beschränktem Umfange geeignet ist. Für die Zuleitung von Regenwasser auch aus bebauten Gebieten wurde sie dagegen bisher schon benutzt und kann sehr wohl auch weiterhin in Frage kommen. Kleine Teile der Gemarkung Durlach und die nordöstlich Karlsruhe liegenden Orte fallen in das Einzugsgebiet der Pfinz, deren Höhenlage und Wasserverhältnisse jedoch auch nach Durchführung geplanter Korrektions- und Vertiefungsarbeiten ihre Benutzung als Vorfluter nur in sehr beschränktem Maße zulassen, zumal dabei erhebliche technische Schwierigkeiten zu überwinden sind (vergl. Abb. 2).

Bei Einführung einer geordneten Kanalisation in Karlsruhe kam daher, wollte man eine in Anlage und Betrieb teure biologische Kläranlage umgehen, als Vorfluter nur der Rhein in Frage, dem die Abwässer aus dem Osten (Durlach) wie aus dem Süden (Ettlingen) mit natürlichem Gefälle zugeführt werden können.

Als Hauptsammler steht ein Wasserlauf, der Landgraben, zur Verfügung, der die beiden, kaum durch eine ausgesprochene Wasserscheide getrennten Flußgebiete der Pfinz und der Alb verbindet. Er war schon vor Gründung der Stadt Karlsruhe (um 1600) angelegt worden und diente der Entwässerung eines Niederungsgebietes, das sich im Bette des ehemaligen, den Gebirgsfuß entlang verlaufenden Kinzig-Murg-Stromes zwischen Karlsruhe und Durlach hinzieht, und das sich heute noch durch stellenweise starke Torf- und Mooreinlagen im Gelände bemerkbar macht (Abb. 1). Dieser offene Entwässerungskanal war durch ungeordnetes Einleiten von Abwässern und durch die Stauanlage einer Mühle nach und nach stark verschlammt, so daß er von der Stadt Karlsruhe und anschließend von Durlach erst planmäßig kanalisiert und durch Überwölbung zum einwandfreien, für Schmutzwässer aller Art geeigneten Hauptsammler ausgebaut werden mußte. Seine Abmessungen geben ihm eine für Karlsruher Verhältnisse praktisch unbegrenzte Leistungsfähigkeit, durch die er die Hauptsammler auch bedeutend größerer Städt weit übertrifft (vergl. Abb. 3).

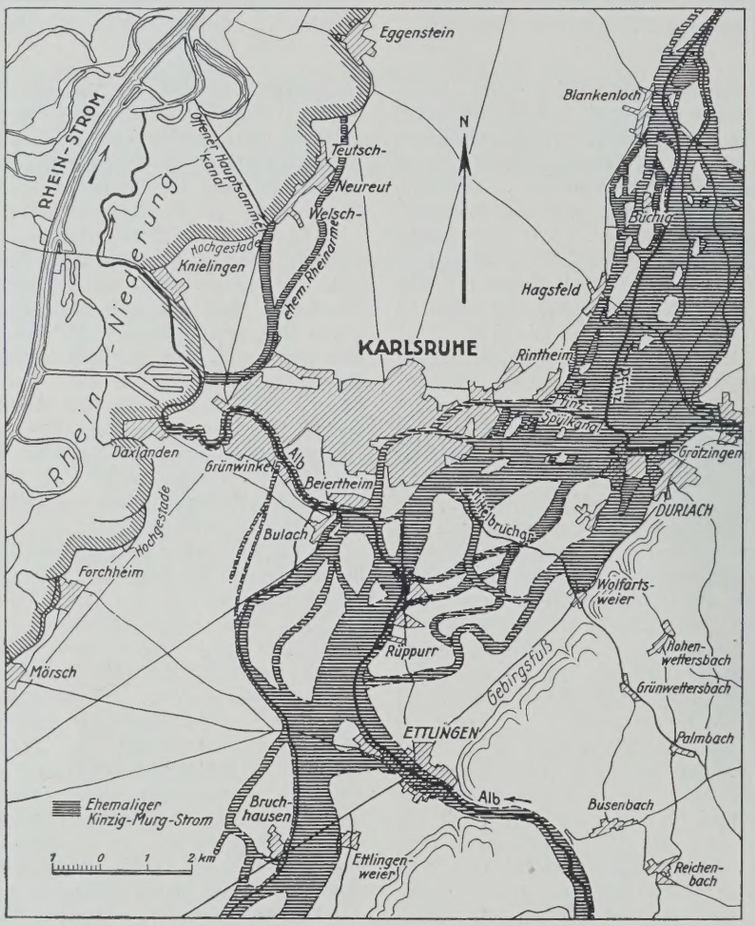


Abb. 1. Ehemaliger Kinzig-Murgstrom und alte Rheinarme.

Der Landgraben durchzieht in ostwestlicher Richtung Durlach und den Kern der Stadt Karlsruhe. An deren westlichem Ausgang, im Stadtteil Mühlburg, gibt er sein Nieder- und Mittelwasser bis zu 1240 l/Sek. an den kanalisierten „Neugraben“ ab, einen ehemals gleichfalls offenen Bewässerungskanal, der das Abwasser in eine mechanische Reinigungsanlage etwa 3,5 km nördlich der Stadt Karlsruhe führt. Die vom Neugraben nicht aufgenommene, also 1240 l/Sek. übersteigende Wassermenge gelangt durch einen Überfall unmittelbar zur Alb, die an dieser Stelle in der Rheinniederung dem Fuß des Hochgestades entlangfließt.

Bei Überschreitung gewisser Wasserstände im Landgraben beginnt ein Teil seines Inhalts oberhalb und unterhalb des Stadtkerns in einen tiefer gelegenen, 1914 bezw. 1919 eröffneten „östlichen“ bezw. „westlichen Entlastungskanal“ überzufallen, die unmittelbar zur erwähnten Reinigungsanlage führen. Hier trifft ihr Inhalt mit dem im Neugraben zugeführten Hauptstrom zusammen und wird bis zu einer Gesamtmenge von 1000 l/Sek. mechanisch gereinigt. Ein künstlich angelegter, etwa 3 km langer, offener „Reinwasserkanal“ führt das gesiebte Abwasser alsdann dem Rhein zu (vergl. Abb. 2).

Während einiger Monate wird das Kanalwasser zur Berieselung großer Wiesenflächen der Rheinniederung auf den Gemarkungen benachbarter Dorfgemeinden verwendet. Ein Versuch, die im Abwasser enthaltenen Dungstoffe auf dem trockenen Sandboden des ehemaligen Karlsruher Exerzierplatzes (70 ha) in Kleingärten auszunutzen, mußte abgebrochen werden, da dieses Gelände als Flugplatz benötigt wurde. Größere Versuche dieser Art, etwa auf den trockenen Feldern nordwestlich der Stadt Karlsruhe, dürften erfahrungsgemäß an den Hebungskosten scheitern, die

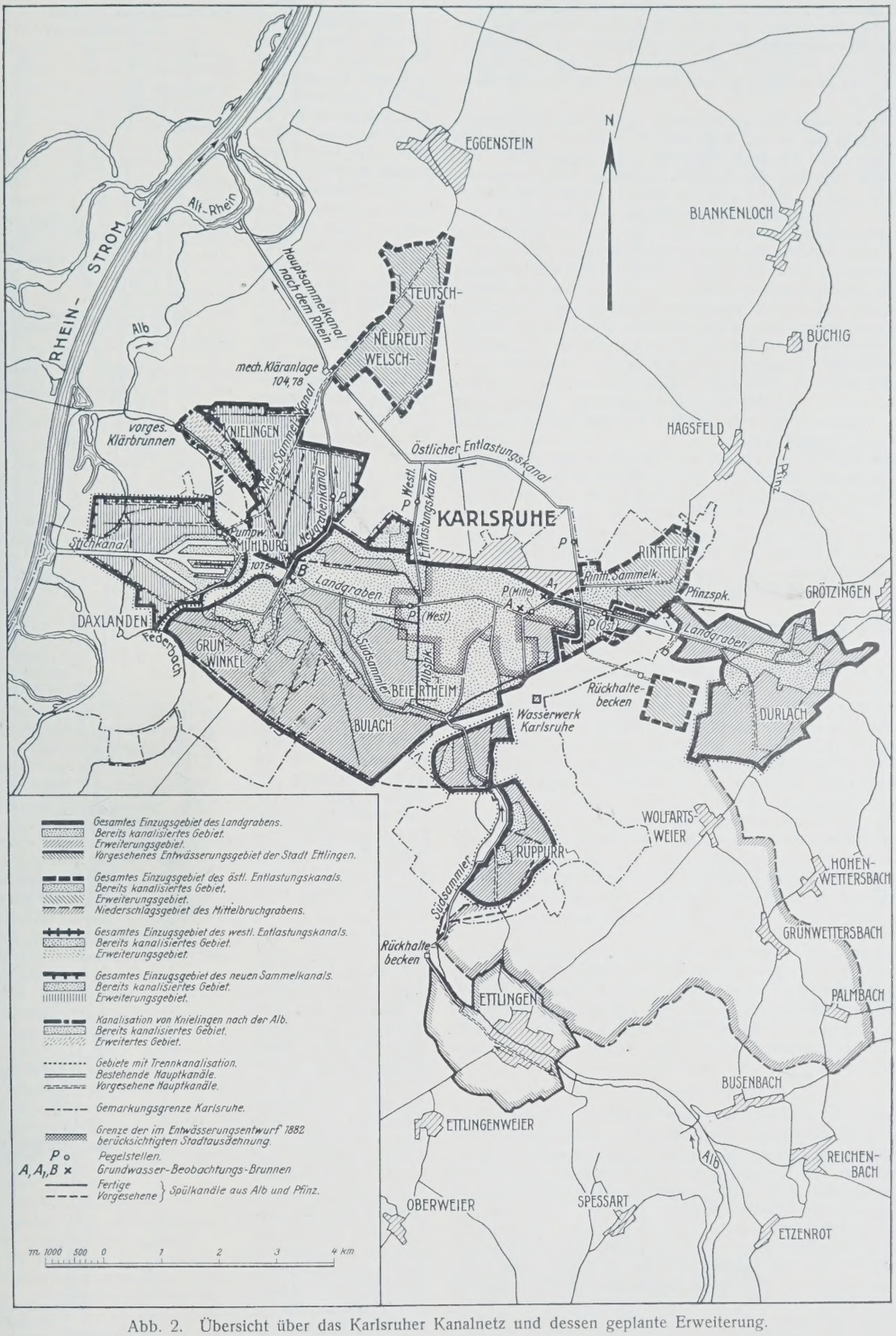


Abb. 2. Übersicht über das Karlsruher Kanalnetz und dessen geplante Erweiterung.

bei der starken Verdünnung des Kanalinhalts durch Bach- und Grundwasser zu dem erreichten landwirtschaftlichen Nutzen außer Verhältnis ständen. Dies wird sich auch nicht ändern, wenn der Gehalt des Kanalwassers an Dungstoffen mit der zunehmenden Zahl der Schwemmanschlüsse — heute erst 65% der Gebäude — steigen wird. Volkswirtschaftlich zu begrüßen wäre ja eine bessere Verwertung der in den Abwässern enthaltenen wertvollen Stoffe. Leider ist aber im allgemeinen eine auch für Karlsruher Verhältnisse technisch und wirtschaftlich einwandfreie Lösung dieses Problems bis heute nicht gelungen. Es darf jedoch wohl erwartet werden, daß die Zukunft auf diesem Gebiete Fortschritte bringen wird, die auch in Karlsruhe eine grundsätzliche Änderung in der Behandlung der Abwässer als erwünscht und geboten erscheinen lassen, wobei wohl die Frage der Kompostierung mit Müll und die Gewinnung von Gas eine besondere Bedeutung gewinnen mag. Wie aber auch diese Frage endgültig geregelt werde, die Entwässerung selbst wird in ihrem System und in ihren Grundlagen davon unberührt bleiben.

Ein Bedarf oder gar Zwang zu einer anderen Beseitigung der Abwässer in Karlsruhe liegt ja auch nicht vor, da nach den bisherigen Darlegungen die Entwässerungsfrage für Karlsruhe-Durlach und Umgebung grundsätzlich gelöst ist, und heute auch kein Grund zu erkennen ist, der hier in absehbarer Zeit eine Änderung notwendig oder auch nur wünschenswert erscheinen ließe.

Besonderer Erwähnung bedarf die Entwässerung des Rheinhafengebiets, das in der Stromniederung so tief liegt, daß ein normaler Anschluß an das allgemeine Kanalnetz der Stadt Karlsruhe nicht möglich ist. Das Hafengebiet ist teils nach dem Mischsystem entwässert, teils werden die Niederschlagwässer und die reinen Industrieabwässer getrennt den Hafenbecken zugeführt. Schmutzwasser darf nach den bestehenden wasserpolizeilichen Bestimmungen bis zu 60 l/Sek. aus diesem Gebiet ohne weiteres in die nahe vorbeifließende Alb geleitet werden, wobei jedoch Fäkalien ausgeschlossen sind. Nach dem Ausbau eines weiteren Hafenbeckens wird diese Höchstmenge erreicht sein. Bei weiteren Anschlüssen bezw. bei Einleitung auch der im Rheinhafengebiet anfallenden geringen Fäkalien wird es notwendig sein, dieses Abwasser um etwa 7 m in das allgemeine Entwässerungsnetz künstlich zu heben und der bestehenden mechanischen Kläranlage zuzuführen. Die Anlage eines besonderen biologischen Klärwerkes für den Rheinhafen scheitert an den Wasserstandsverhältnissen des Rheins und der Alb. Die endgültige Lösung dieser Frage hängt eng zusammen mit dem weiteren Rheinhafenausbau, dessen Entwurf zurzeit noch bearbeitet wird.

Die Lage der vorhandenen Hauptkanäle des Karlsruher Kanalnetzes ist in Abb. 2 dargestellt. Danach ist das geschlossene Stadtgebiet mit den nächstgelegenen Außenbezirken nach einheitlichem Plan kanalisiert. In welcher Art und in welchem Umfang eine Um- und Ausgestaltung dieses bestehenden Hauptnetzes erforderlich ist, um es für die Abwässer aus einigen noch nicht kanalisierten ehemaligen Vororten und den zukünftigen Erweiterungsgebieten der Stadt Karlsruhe aufnahmefähig zu machen, ist Gegenstand der folgenden Untersuchungen.

B. Die bestehenden Entwässerungsanlagen.

a) Durlach.

Durch einen im Jahre 1909 mit der Stadtgemeinde Karlsruhe abgeschlossenen Vertrag erhielt Durlach, die größte Nachbarstadt und Oberliegerin am Landgraben (18 000 Einwohner), das Recht, die ungereinigten Abwässer aus ihrer Gemarkung einschließlich Fäkalien unter gewissen Bedingungen diesem Hauptsammler zuzuführen, jedoch so, daß die von Durlach nach Karlsruhe geleitete Wassermenge 2600 l/Sek. nie übersteigt. In diesen sind 600 l/Sek. enthalten, die aus einem im allgemeinen der Pfinz zufließenden Gebirgsbach in den Landgraben gelangen dürfen.

Von dem für den Anschluß an den Landgraben vorgesehenen Bebauungsgebiet in Durlach ist heute bereits eine Fläche von 155 ha mit etwa 13 000 Einwohnern angeschlossen (Abb. 2). Die höchste bisher beobachtete Wasserführung im Landgraben seit Durchführung der Kanalisation Durlach betrug rd. 1700 l/Sek., während der nach theoretischer Berechnung aus diesem Gebiet in den Hauptsammler gelangende Höchstabfluß etwa 2100 l/Sek. beträgt.

Um zu erreichen, daß auch nach Vollausbau des Durlacher Kanalisationsnetzes, aus dem dann eine Größtmenge von etwa 4300 l/Sek. zum Abfluß kommt, die dem Karlsruher Hauptsammler zufließende Wassermenge den zulässigen Höchtstbetrag von 2600 l/Sek. nie übersteigt, ist an der Gemarkungsgrenze ein Rückhaltebecken angelegt, das imstande ist, den Mehrzufluß aufzunehmen und ihn nach Abfluß der Hochwasserwelle allmählich abzugeben.

b) Karlsruhe.

1. Belastung des Hauptsammlers (Landgraben — Neugraben).

Das an die Durlacher Strecke des Landgrabens anschließende Stück des Karlsruher Hauptsammelkanals ist von der Gemarkungsgrenze bis zur heute bebauten Stadt als Kreisprofil von 1,75 m Durchm. und 1 : 3000 Sohlengefälle so bemessen, daß es eben ausreicht, um die höchstzulässige von Durlach ankommende Abwassermenge abzuführen. Dann erweitert sich der Kanal zum Maulprofil von 3,9 m Breite mit einer 1,7 m breiten und 1 m tiefen Niederwasserrinne. Die Spannweite der Überwölbung nimmt auf seinem etwa 5,8 km langen Lauf durch die Stadt unregelmäßig von 3,9 m bis auf 5,2 m zu. Bei einem Gefälle von 1 : 1650 steigt die größte Leistungsfähigkeit dieses Profils bei ganzer Füllung von rd. 15 bis auf etwa 25 m³/Sek. (Abb. 3).

Maßgebend für den bisherigen und den weiteren Ausbau der Entwässerungsanlagen in Karlsruhe sind die Genehmigungsbedingungen der Staatsbehörde vom 14. Mai 1907.

Danach ist die mindestens zu klärende Abwassermenge auf das Doppelte des rechnungsmäßigen Trockenwetterabflusses, d. i. auf 5 l/Sek. von 1000 Einwohnern festgesetzt, entsprechend einem Tagesverbrauch von 160 l Trinkwasser für den Kopf und einem stündlichen Abfluß von 5,5% der Tagesmenge. Jedoch müssen, solange die Zahl der Einwohner von Karlsruhe 150 000 nicht übersteigt, wenigstens 750 l/Sek. gereinigt werden. Die bei stärkeren Regenfällen sich ergebende überschüssige Wassermenge darf ohne vorherige Reinigung in die Alb eingeleitet werden, wenn zuvor im Neugrabenkanal mindestens 1240 l/Sek. ihren Abfluß finden.

Der Staatsbehörde steht das Recht zu, sobald die Zahl der Einwohner 150 000 übersteigt, erforderlichenfalls eine entsprechende Änderung bezw. Erweiterung der Kanalisationsanlage oder einzelner Teile davon zu verlangen. Letztere Bedingung hat insbesondere die Verdoppelung des Neugrabenkanals bezw. die Erbauung eines zweiten Kanals vom Landgraben zur Reinigungsanlage im Auge, da noch Anschluß von mehr als 150 000 Einwohnern an die Schwemmkanalisation das durch den Regenauslaß des Landgrabens zur Alb abfließende Wasser nicht mehr genügend verdünnt sei.

Die Erstellung dieses Parallelkanals zum Neugraben ist jedoch auf absehbare Zeit dadurch überflüssig geworden, daß die bereits erwähnten beiden Entlastungskanäle, wie später (S. 154) gezeigt werden wird, dessen Aufgabe vorläufig übernehmen.

Das natürliche Einzugsgebiet des Landgrabens, d. h. das Gelände, das sein Niederschlagwasser an diesen abgibt, betrug früher etwa 4880 ha. Durch Inbetriebnahme des östlichen Entlastungskanals, der jetzt die Hauptzuflüsse aus der Niederung südöstlich der Stadt Karlsruhe aufnimmt, beträgt das in den Landgraben entwässernde Gebiet nur noch rd. 1800 ha einschl. auch rein landwirtschaftlich genutzter Flächen, wie Äcker und Wiesen. Davon sind mit Durlach etwa 860 ha kanalisiert und von rund 130 000 Seelen bewohnt. Der Abfluß von der übrigen Fläche kann praktisch zu Null angenommen werden, abgesehen von einem mit der Alb in Verbindung stehenden Graben, der im Jahres-

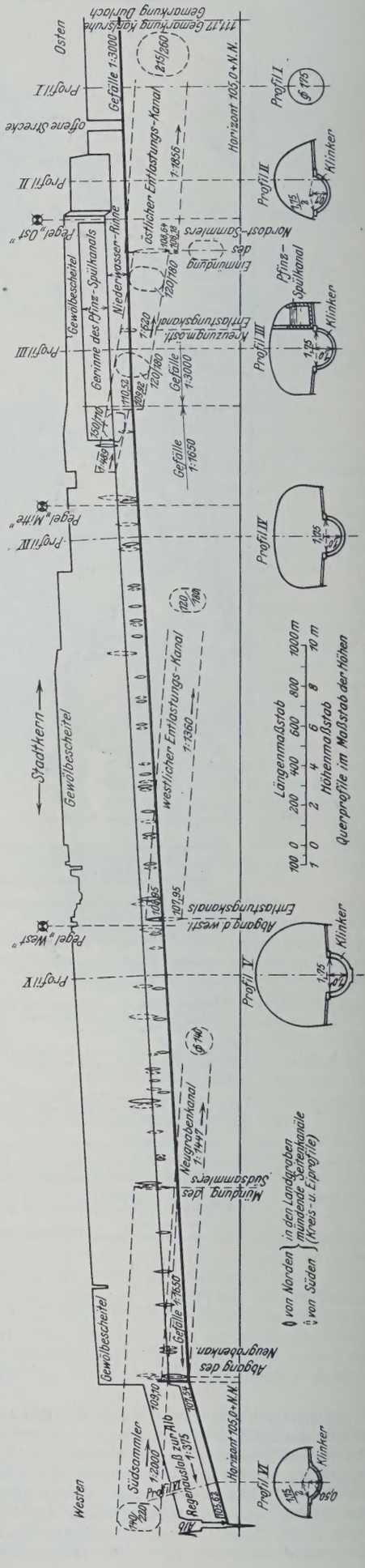


Abb. 3. Längenschnitt und Querschnitte des Landgrabens und seiner Nebensammler.

durchschnitt etwa 60 l/Sek. in den Landgraben führt.

Das Schaubild (Abb. 4) zeigt die Einzugsflächen der einzelnen in den Landgraben mündenden Nebenkanäle und gibt damit eine schematische Übersicht über das Einzugsgebiet des Hauptsammlers. Ein Teil der Seitenkanäle wird nach Ausbau der Gebiete im nächsten Umkreis der heutigen Stadt erheblich an Bedeutung gewinnen. Auch dieser Zustand — nach vollem Ausbau der Erweiterungsgebiete einschl. der Außenstadtteile — ist auf der erwähnten Darstellung eingetragen. Vor allem fällt darin die Bedeutung eines großen Sammlers auf, der als zweiter Stammkanal nach Süden zu längs der Alb, bis zur Nachbarstadt Ettlingen verlängert, die von ihm durchfahrenen Erweiterungsgebiete von Karlsruhe zu entwässern hat (vergl. S. 156).

Der Berechnung der Kanalabmessungen werden in Karlsruhe folgende Annahmen zugrunde gelegt:

In den Innenbezirken ein Sturzregen von 125 l/Sek. von 1 ha innerhalb 15 Minuten, der bisher etwa alle vier Jahre einmal eintrat; in den Außenbezirken und in solchen Stadtteilen, die nach dem Trennsystem entwässert werden sollen, durchschnittlich zweimal in drei Jahren auftretende Regenfälle etwa nach folgender Zusammenstellung:

120 l/Sek. von 1 ha innerhalb 10 Minuten,
90 „ „ 1 „ „ 15 „
70 „ „ 1 „ „ 20 „
33 „ „ 1 „ „ 30 „

Von den fallenden Regenmengen gelangen in die Kanäle:

von Dachflächen . . . . . 90 %
„ befestigten Hofflächen . . . . . 70 %
„ Straßen mit wasserdichtem Belag . . . . 90 %
„ nicht geteerten gewöhnlichen Schotterstraßen 50 %
„ nicht geteerten Kieswegen . . . . . 30 %
„ Gartenflächen . . . . . 10 %.

Für größere Sammler und langgestreckte Entwässerungsgebiete wird jeweils die entstehende „Verzögerung" des Abflusses nach einem neueren Verfahren berechnet und danach die Kanalweite bestimmt.

Für die Berechnung von Schmutzwasserkanälen wird im allgemeinen 1 l/Sek. von 1 ha zugrunde gelegt. Dies entspricht nach den bereits angeführten amtlichen Vorschriften einer Einwohnerdichte von 400 auf 1 ha.

Seit dem Jahre 1892 messen selbstschreibende Pegel die Wasserführung im Landgraben an drei Stellen: ein Pegel „Ost" bei Eintritt des Hauptsammlers ins eigentliche Stadtgebiet; ein Pegel „Mitte" beim Eintritt in den Stadtkern und ein dritter, „West", beim Austritt aus der Mittelstadt (vergl. Abb. 2 u. 3). Letzterer liegt am günstigsten und gibt immer einwandfreie Aufzeichnungen. Beim Pegel Ost dagegen macht sich bereits die Absenkungskurve des Überfalls zum östlichen Entlastungskanal bemerkbar, während der Pegel Mitte bei stärkerer Wasserführung der im Stadtkern einmündenden großen Seitenkanäle Rückstau erhält.

Für den Pegel West sind aus den bisherigen Beobachtungen Häufigkeitskurven der höheren Wasserstände berechnet und die Jahresabflußmengen zusammengestellt worden, und zwar getrennt für die Zeiträume 1892 bis 1913, 1914 bis 1919 und 1920 bis 1925. Diese Abschnitte sind, wie schon früher angedeutet, dadurch begründet, daß anfangs 1914 der östliche und Ende 1919 der westliche Entlastungskanal in Betrieb genommen wurde (vergl. Abb. 4).

Nach diesen Pegelaufzeichnungen ist über die bisherige Wasserführung im Landgraben, seine größte Belastung, die Häufigkeit der Hochwasserspitzen usw. folgendes festzustellen:

Die größte am Pegel Ost je gemessene Wassermenge betrug vor Anschluß der Kanalisation Durlach etwa 1900 l/Sek. = 1,36 m Wassertiefe am 4. Juni 1901, und nach dem Anschluß der Stadt Durlach etwa 1700 l/Sek. = 1,34 m Tiefe am 17. August 1914; die rechnungsmäßig zulässige Wassermenge von Durlach wurde danach bisher nie erreicht.

Im übrigen gibt nebenstehende Tabelle 1 Aufschluß über die größten beobachteten Wasserstände und Wassermengen an den Pegeln des Landgrabens.

Ein Vergleich der Pegelaufzeichnungen mit den gleichzeitig gemessenen Niederschlaghöhen der Karlsruher Wetterwarte ergibt die Tatsache, daß die höchsten Hochwasserspitzen im Landgraben im allgemeinen dann entstehen, wenn dieser von seinem Ursprung an Hochwasser führt, d. h. wenn ein ausgedehnter Regen über sein ganzes Einzugsgebiet niedergeht.

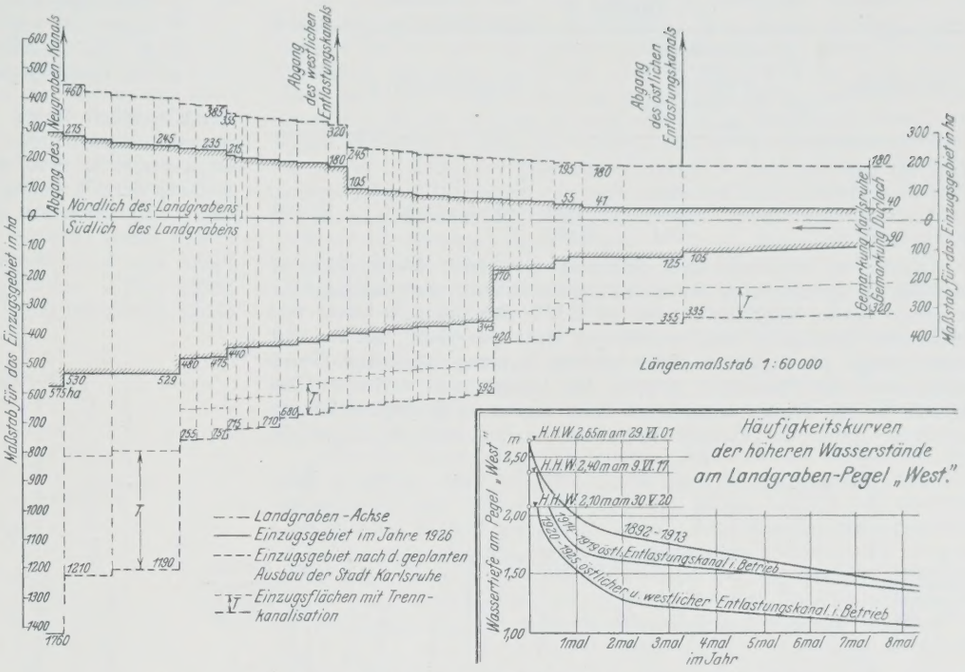


Abb. 4. Größe und Verteilung der Einzugflächen des Landgrabens.

Tabelle 1.

Jahresreihe	Tag	Am Pegel „Mitte"		Gleichzeitige Wasserführung am Pegel „Ost"		Gleichzeitige Wasserführung am Pegel „West"	
		Tiefe m	Menge l/Sek.	Tiefe m	Menge l/Sek.	Tiefe m	Menge l/Sek.
1901 bis 1913	31. 8. 1911	1,70	6 100	1,18	1100	1,98	9 400
1914 „ 1919	17. 8. 1914	1,70	6 100	1,32	1700	2,43	14 800
1920 „ 1925	28. 8. 1921	1,40	3 200	0,87	650	1,87	8 100
		Am Pegel „West"		Gleichzeitige Wasserführung am Pegel „Ost"		Gleichzeitige Wasserführung am Pegel „Mitte"	
1901 bis 1913	29. 6. 1901	2,65	17 500	1,10	1050	1,65	5 500
1914 „ 1919	9. 6. 1917	2,40	14 200	0,90	750	1,45	3 400
1920 „ 1925	30. 5. 1920	2,10	10 700	0,75	500	1,00	1 250

Für die in obiger Tabelle 1 angeführten Zeitpunkte stehen Wasserstandsbeobachtungen im Neugraben und in den Entlastungskanälen, in denen die Abflußmengen erst seit Sommer 1923 fortlaufend gemessen werden, nicht zu Gebote. Um auch für diese ein Bild zu geben, seien nachstehend für einige Zeitpunkte die gleichzeitigen Wasserstände an sämtlichen sechs Pegeln zusammengestellt (Pegelstellen vergl. Abb. 2).

Tabelle 2.

Pegel / Tag	Landgraben „Ost"		Östlicher Entl.-Kanal		Landgraben „Mitte"		Westlicher Entl.-Kanal		Landgraben „West"		Neugraben-Kanal	
	m	l/Sek.	m	l/Sek.	m	l/Sek.	m	l/Sek.	m	l/Sek.	m	l/Sek.
11. 10. 1923	0,88	670	0,66	900	0,96	1100	1,55	2250	1,15	1550	1,43	1300
25. 10. 1923	1,03	940	1,30	3000	1,00	1240	?	?	1,19	1700	1,42	1300
24. 5. 1924	0,78	500	1,06	2100	1,20	1740	1,75	2350	1,72	6300	1,60	1500
1. 11. 1924	1,10	1030	?	?	1,19	1700	1,70	2350	1,49	3800	1,50	1400

Irgend eine Gesetzmäßigkeit im Verhältnis der Wasserführung an diesen Pegelstellen, die ja von verschiedenen, nicht erfaßbaren Einflüssen abhängt, kann naturgemäß nicht bestehen.

Die Jahresabflußmengen im Landgraben haben nach den Pegelbeobachtungen seit 1892 stark abgenommen. Für die Pegel Mitte und West ist die durchschnittliche Jahressumme für verschiedene Zeiträume in umstehender Tabelle 3 zusammengestellt.

Dieser starke Rückgang ist zunächst recht auffällig. Die Inbetriebnahme der beiden Entlastungskanäle kann diese Erscheinung, namentlich den großen Sprung zwischen den beiden ersten Zeiträumen nicht erklären. Auch nicht die Verminderung des Einzugsgebiets, da ja das für die Wasserführung im Landgraben ausschlaggebende kanalisierte Gebiet sich seither eher vergrößerte. Auch die jährliche Regenhöhe, die im Mittel der Jahre 1892 bis 1900: 731,4 mm; 1901 bis 1913: 734,7 mm betrug, also eher zu- als abnahm, kann nicht Ursache dieser Erscheinung sein.

Tabelle 3.

Jahresreihe	Die durchschnittlich abgeflossene Jahresmenge betrug am Pegel „Mitte" in Mill. m³	Pegel „West" in Mill. m³	Bemerkungen
1892 bis 1900	15,4	24,0	
1901 „ 1913	8,4	15,6	
1914 „ 1919	6,1	14,4	Östl. Entlastungskanal im Betrieb
1920 „ 1925	5,7	12,3	Westl. „ „ „

Nach den vorgenommenen Untersuchungen kann dieser Rückgang vielmehr überwiegend nur auf das Sinken des Grundwassers zurückgeführt werden. Dessen Spiegelhöhe wird bis weit in den Stadtkern hinein vom städtischen Wasserwerk im Südosten der Stadt beeinflußt, das aus dem vom Gebirge in allgemein nordwestlicher Richtung fließenden Grundwasserstrom der Rheinebene schöpft. Die infolge rasch wachsender Ansprüche in den letzten Jahrzehnten mehr und mehr gestiegene Wasserentnahme durch die Pumpen beeinflußte naturgemäß die Höhe des

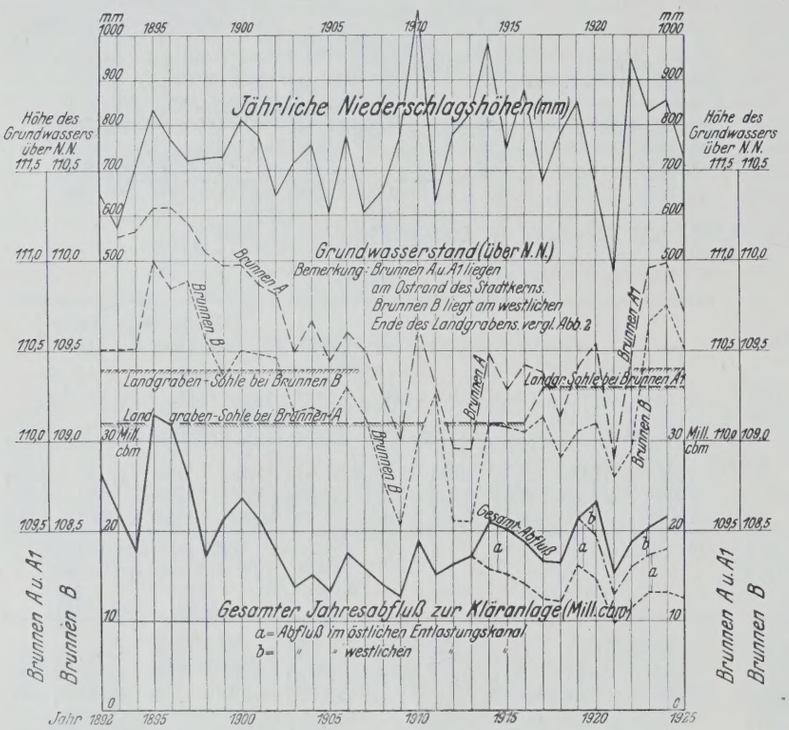


Abb. 5. Abhängigkeit der Kanalwassermengen von Niederschlaghöhe und Grundwasserstand.

Grundwasserspiegels. Dieser lag am Ostrande der Altstadt im Mittel der Jahre 1892 bis 1901 auf 111,12 + NN, 1902 bis 1913 auf 110,37 + NN, war also in der zweiten Jahresreihe um 75 cm tiefer. Dies mußte von großem Einfluß auf die Wasserführung des großenteils gegen Grundwasser nicht genügend gedichteten Kanalnetzes sein, da die Niederwasserrinne des Landgrabens sowohl, wie die einmündenden Seitenkanäle größtenteils in dieser Zone der Grundwasserschwankungen liegen.

Abb. 5 zeigt die gleichzeitige Bewegung der Regenhöhe, des Grundwasserstandes und der im Landgraben abfließenden Wassermengen. Sie läßt erkennen, daß letztere viel mehr mit den Pegelständen des Grundwassers schwanken als mit den Niederschlagmengen, und daß auch heute noch, nach Eröffnung des östlichen Entlastungskanals, der jetzt die ober- und unterirdischen Abflüsse aus dem Niederungsgebiet südöstlich von Karlsruhe aufnimmt, große Mengen Grundwasser in den Landgraben gelangen.

Dies ist einwandfrei auch aus den seit 34 Jahren laufend aufgezeichneten Pegelaufzeichnungen im Landgraben zu entnehmen. Danach ging auch bei lang anhaltender Trockenheit (z. B. 1921) die Wasserführung nachts und an Feiertagen, an denen alle Industriewerke stillagen, niemals auch nur annähernd auf den nach dem Wasserverbrauch errechneten Trockenwetterabfluß zurück.

Unterhalb des Pegels West fließen dem Landgraben, wie aus dem Schaubild Abb. 4 hervorgeht, aus den Südgebieten mit erheblichen Industriewerken weitere große Wassermengen zu, durch die nach eingehenden Berechnungen die am Pegel West vorbeifließende Wassermenge durchschnittlich auf etwa das 1,8fache anwächst. Im Jahre 1925 betrug die gesamte bis zum westlichen Ende des Landgrabens sich sammelnde Abwassermenge rd. 23 Mill. m³. Davon flossen ab:

1. durch den Neugrabenkanal zur Kläranlage . 19,7 Mill. m³
2. durch den Regenauslaß zur Alb . . . . . 0,1 „ „
3. zu den Wässerwiesen . . . . . 3,0 „ „
4. zur Rieselfeldpumpe . . . . . 0,1 „ „

Wie schon früher erwähnt, darf nach den wasserpolizeilichen Bestimmungen eine Entlastung des Landgrabens in die Alb erst stattfinden, wenn der Neugrabenkanal ganz voll läuft. Dies ist bei der bisherigen Stellung der Überfallschieber zu den beiden Entlastungskanälen (55 cm über Landgrabensohle) öfters der Fall gewesen. Die mittlere Wassertiefe in den Jahren 1924 und 1925 betrug im Neugraben etwa 65 cm, d. h. das Profil von 1,4 m Durchm. war durchschnittlich immer bis etwa zur Hälfte gefüllt. Bei höheren Wasserständen trat oft sogar eine Überlastung dieses Kanals ein (vergl. Tabelle 2).

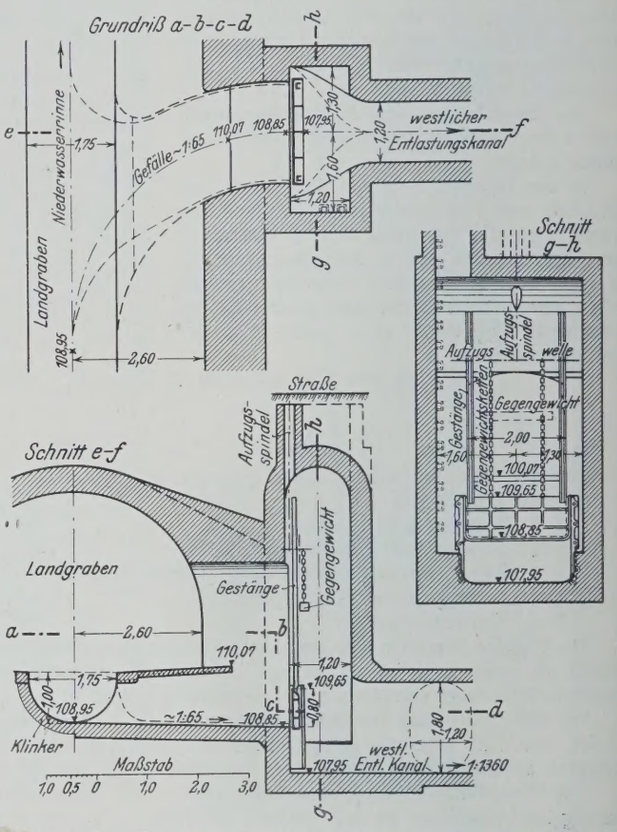


Abb. 6. Westliches Entlastungsbauwerk mit senkbarem Überfallschieber.

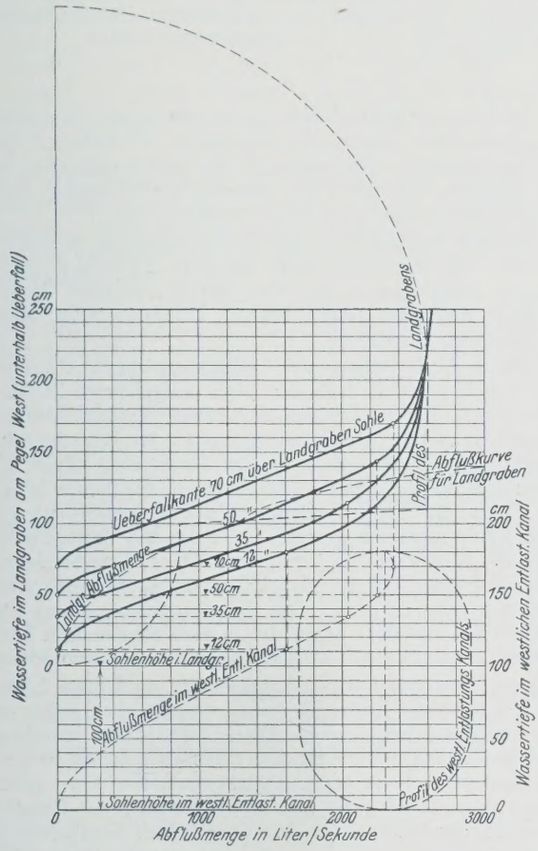
2. Wirkungen der Entlastungsüberfälle.

α) Quantitative Entlastung des Hauptsammlers (Landgraben).

Die beiden Überfälle, über die an zwei Stellen Landgrabenwasser in Entlastungskanäle abfließt, um in diesen unmittelbar zur Kläranlage geführt zu werden, sind als 2 m lange und 80 cm hohe versenkbare Schieber ausgebildet (vergl. Abb. 6). Da sie somit in ihrer Höhenlage veränderlich sind, läßt sich durch sie die nach den Entlastungskanälen überfallende Wassermenge in gewissen, durch die Wasserführung des Landgrabens bezw. die Leistungsfähigkeit des Entlastungskanals gegebenen Grenzen regeln. Die Abflußvorgänge an diesen Überfällen sind reichlich verwickelt, Beobachtungen und Messungen und darauf aufgebaute Berechnungen daher nur schwer durchzuführen und in ihrem Ergebnis nicht immer einwandfrei. Starke Wirbelbildungen und Unebenheiten des Wasserspiegels in der scharf gebogenen Zulaufrinne und die Einflüsse der sich immer rasch mit Schwimmstoffen zuhängenden Gegengewichtsketten und Führungsstangen der Überfallschieber erschweren die Feststellung der Überfallhöhe, so daß diese nur annähernd gemessen werden kann. Dazu kommt, daß bei höheren Wasserständen der Überfallschieber kaum zugänglich ist. Weitere Unsicherheiten ergeben sich aus der Feststellung der übergefallenen Wassermenge; diese muß durch Messung der Abflußtiefe im Entlastungskanal geschehen, dessen Füllungskurve durch Flügelmessungen festgelegt wurde, die aber infolge des Gehalts an Schwimmstoffen im Kanalwasser immer mit Unsicherheiten behaftet sind.

In der Überfallformel $Q = \frac{2}{3} \cdot \mu\, b \sqrt{2g}\left[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}\right]$ ist daher bei den verwickelten Abflußvorgängen nicht nur h schwer zu bestimmen, auch μ und k können nur angenähert ermittelt werden. Auch diese beiden Werte ändern sich mit der Einstellung des Schiebers, mit der

Wasserspiegellage und dem Schwimmstoffgehalt im Landgraben und mit anderen, weder durch Rechnung noch durch Messung erfaßbaren Einflüssen. So z. B. stößt sich von einer gewissen Überfallhöhe an der Wasserstrahl an der gegenüberliegenden Schachtwand; im Landgraben entsteht Rückstau, sobald die Füllungshöhe im Entlastungskanal die Überfallkante übersteigt. Dadurch entstehen neue Rückwirkungen auf den Abflußvorgang. Immerhin können aber solche Beobachtungen und Messungen, wie sie am westlichen Entlastungskanal vorgenommen wurden — für die höheren Wasserstände soweit wie möglich durch Berechnungen und Schätzungen ergänzt —, wenigstens Anhaltspunkte bieten. Im Schaubilde Abb. 7 sind die so gewonnenen Ergebnisse verarbeitet.



Wenn z. B.: Überfallkante 12 cm über Landgrabensohle
und am Pegel „West“ $t_1 = 60$ cm, also . $Q_1 \approx$ 400 l/Sek.
Dann: Abflußmenge zum Entlastungskanal . . $Q_2 \approx 1040$ „
Wassertiefe im Entlastungskanal $t_2 \approx 82$ cm
Zuflußmenge im Entlastungsgraben $Q_1 + Q_2 \approx 1440$ l/Sek.
Wassertiefe im Landgraben oberhalb Überfall $t_3 \approx 110$ cm.

Abb. 7. Aus dem Landgraben abfließende Wassermengen bei verschiedener Höhenlage der Überfallkante.

Die Kurven geben für vier Stellungen der Überfallkante über Landgrabensohle an, welche Wassermenge bei bestimmtem Wasserstand am Pegel West nach dem Entlastungskanal überfällt, wobei zu beachten ist, daß dieser Pegel, da er unterhalb des Überfalls liegt, den bereits durch diesen gesenkten Wasserspiegel im Landgraben angibt. Letzterer und der Entlastungskanal sind samt Füllungskurven in ihrer Höhenlage zueinander im Schaubilde angedeutet. Sowohl durch Rückstau vom Entlastungskanal her, dessen Eintritt auf der eingezeichneten Füllungskurve für jede der vier Schieberstellungen angegeben ist, wie auch beim Übergang des Wasserstandes aus der Niederwasserrinne des Landgrabens auf die seitlichen Vorländer entstehen Unstetigkeiten in den vier Überfallkurven. Diese sind jedoch durch Messungen und Beobachtungen nicht festzustellen, da sie offenbar außerhalb der Genauigkeitsgrenzen dieser Beobachtungen liegen. Sie mußten daher ebenso wie der weitere Verlauf der Kurven nach oben soweit wie möglich berechnet und durch Punkteinschaltung ergänzt werden. Um im Landgraben immer die erforderliche Schwimmtiefe und Wassergeschwindigkeit zu erhalten, dürfen die Überfallkanten nicht unter 12 cm über Landgrabensohle gesenkt werden. Für diese tiefstzulässige Stellung gilt die unterste Kurve des Schaubildes.

Am Überfall zum östlichen Entlastungskanal ist zwar das Gefälle des Landgrabens flacher, die Sohle der Zuflußrinne zum Überfall jedoch steiler als am westlichen Entlastungskanal; unter Berücksichtigung der starken Ungewißheiten im Aufbau des Schaubildes kann dieses wenigstens annähernd auch für den östlichen Entlastungskanal als gültig angenommen werden.

Die Höchstmenge des dem Landgraben entzogenen Wassers ist an beiden Entlastungsüberfällen verschieden. Wie bereits erwähnt, überschreitet die am Pegel Ost gemessene Wassermenge im Landgraben kaum den Betrag von etwa 1,9 m³/Sek., so daß am östlichen Entlastungskanal auch bei tiefster Stellung der Überfallkante höchstens etwa 1,5 m³ zum Abfluß kommen können, während im Jahresdurchschnitt diese Menge bedeutend geringer ist. Da der östliche Entlastungskanal an dieser Stelle etwa 3 m³/Sek. zu führen vermag (vergl. S. 154), ist in ihm also noch genügend Raum für andere von ihm aufzunehmende Zuflüsse vorhanden.

Die am westlichen Entlastungsüberfall aus dem Landgraben abfließende Höchstmenge wird dagegen durch die Aufnahmefähigkeit des Entlastungskanals bestimmt, die normal etwa 2,3 m³/Sek. beträgt. Da er jedoch auf seinem Lauf noch andere Zuflüsse (vergl. S. 154) aufzunehmen hat, muß in ihm für etwa 300 l/Sek. Raum frei gehalten werden, so daß die aus dem Landgraben ihm zugeführte Wassermenge höchstens etwa 2 m³/Sek. betragen kann. Allerdings wird er, so oft der Wasserspiegel im Landgraben über etwa 1,2 bis 1,7 m (je nach Schieberstellung) steigt, unter Druck zu stehen kommen und infolgedessen mehr, bis etwa 2,6 m³/Sek. abführen können.

Nach dem Durchschnitt der letzten 5 Jahre tritt ein Wasserstand, bei dem 1,0 m³/Sek. oder mehr in den östlichen Entlastungskanal überfällt, entsprechend etwa 1,10 m am Pegel Ost, jährlich einmal auf, während am westlichen Entlastungskanal die höchste Überfallmenge durchschnittlich etwa 100 mal im Jahr, fast bei jedem nennenswerten Niederschlag erwartet werden darf. Die größte Gesamtentlastung des Landgrabens durch die beiden Überfälle kann also auch bei tiefstzulässiger Schieberstellung und ganzer Füllung des westlichen Entlastungskanals normal höchstens zu etwa 1,0 + 2,3 = 3,3 m³/Sek. angenommen werden, eine Menge, die jedoch jährlich durchschnittlich nur einmal zum Abfluß kommt. Bis zu etwa 4,1 m³ gesteigert kann diese Wassermenge nur werden bei außergewöhnlicher Wasserführung am Pegel Ost und durch Überlastung des westlichen Entlastungskanals (vergl. Tabelle 4).

Die Inbetriebnahme der beiden Entlastungskanäle hatte auch bisher schon eine Senkung der Wasserführung im Landgraben zur Folge. Dabei stand die Oberkante der beiden Überfallschieber durchschnittlich 55 cm über Landgrabensohle. Bei Senkung dieser Kante auf 12 cm wäre diese Wirkung naturgemäß erheblich größer gewesen. In Tabelle 4 ist diese quantitative Entlastung des Landgrabens durch die beiden Überfälle zusammengestellt, wobei die durchschnittlich sich entsprechenden Wasserstände an den Pegeln Ost und West aus den 34jährigen Pegelaufzeichnungen abgeleitet wurden.

Tabelle 4.

Wasserstand am Pegel „West“ ohne Entlastung		Entsprechender Wasserstand am Pegel „Ost“ ohne Entlastung		Wenn Überfallkanten 12 cm über Landgrabensohle (tiefstzulässige Stellung), dann fließen ab [1]) in den			Dadurch gesenkter Wasserstand am Pegel „West“		Prozentuale Senkung der		Davon vom östlichen Entlastungskanal allein	
Wassertiefe	Wassermenge	Wassertiefe	Wassermenge	östl. Entl.-Kanal	westl. Entl.-Kanal	zusammen	Menge	Tiefe	Menge	Tiefe	Menge	Tiefe
m	l/Sek.	m	l/Sek.	l/Sek.	l/Sek.	l/Sek.	l/Sek.	m	um %	um %	%	%
2,50	15500	1,35	1800	1500	2600 [2])	4100	11 400	2,15	26	14	10	5,5
2,00	9700	1,10	1000	800	2550 [2])	3350	6 350	1,70	34	15	8	2,5
1,50	3900	0,85	600	350	2200	2550	1 350	1,10	65	27	9	2
1,00	1240	0,45	160	100	820	920	320	0,55	74	45	8	3
0,75	620	0,35	100	50	380	430	190	0,38	69	≈ 50	8	4

[1]) Teilweise durch Schätzung ergänzt.
[2]) Westlicher Entlastungskanal unter Druck, überfüllt.

Von großer Wichtigkeit ist diese Senkung des Wasserspiegels im Landgraben für die Abflußverhältnisse der Seitenkanäle und insbesondere der großen Nebensammler, die z. T. als Hauptsammler für neue Siedlungsgebiete vorgesehen sind. Bei der topographischen Gestaltung des in Frage kommenden Geländes können diese Kanäle im allgemeinen nur recht schwache Gefälle erhalten und liegen, da sie meistens auf der Sohle des Landgrabens oder nur wenig darüber einmünden, fast immer auf große Länge im Rückstau ihres Vorfluters (Abb. 3).

Die günstige Wirkung der Entlastungsüberfälle auf die Wasserführung im Landgraben wird aber stark abgeschwächt durch die erheblichen Wassermengen, die unterhalb des westlichen Überfalls dem Landgraben zufließen, vor allem aber durch den Rückstau des Überfallwehres zur Alb am Abgang des Neugrabenkanals. Dieser Rückstau macht sich schon bei verhältnismäßig kleinen Anschwellungen im Landgraben bis zurück über die Eintrittstelle des auf der Landgrabensohle einmündenden Südsammlers hinaus bemerkbar, wodurch auch dessen Abfluß sehr unliebsam beeinträchtigt wird.

Auf die Wasserführung im Neugrabenkanal, der den Inhalt des Landgrabens bis 1240 l/Sek. aufzunehmen und zur Kläranlage zu führen hat — nach vorgenommenen Messungen leistet er bei freiem Spiegelgefälle bis zu 1400 l/Sek. —, wirkt sich die Senkung der Überfallschieber auf 12 cm über Landgrabensohle folgendermaßen aus:

Tabelle 5 (Anschluß an Tabelle 4).

Wasserführung im Landgraben am Pegel „West", wenn beide Überfallschieber 55 cm / 12 cm[1]) über Landgrabensohle.				Entsprechende Wasserführung im Neugrabenkanal, wenn beide Überfallschieber 55 cm / 12 cm über Landgrabensohle.				Also Verminderung der Wasserführung im Neugrabenkanal durch diese Senkung der zwei Überfallschieber:		Bemerkungen
Tiefe m	Menge l/Sek.	Tiefe m	Menge l/Sek.	Tiefe m	Menge l/Sek.	Tiefe m	Menge l/Sek.	Tiefe um	Menge %	
2,50	15 500	2,15	11 400	über 1,40	≈ 1600	über 1,40	≈ 1600	0	0	Die Leistung des Neugrabenkanals bei Überfüllung kann nur schätzungsweise auf Grund der vorhandenen Beobachtungen angenommen werden.
2,00	9 700	1,70	6 350	„ 1,40	≈ 1600	„ 1,40	≈ 1500	0	≈ 6	
1,50	3 900	1,10	1 350	„ 1,40	≈ 1500	1,30	1350	≈ 7	10	
1,00	1 240	0,55	320	1,30	1350	0,62	550	52	49	
0,75	620	0,38	190	0,95	1100	0,47	330	50	70	

[1]) Vergl. Tabelle 4.

Nach dieser Tabelle und der Häufigkeitskurve für die Wasserstände im Neugrabenkanal kann danach auf Grund der Verhältnisse des Jahres 1925 überschlägig berechnet werden, daß in diesem Kanal durch Senkung der Schieber von 55 auf 12 cm die Jahresabflußmenge statt 19,5 Mill. m³ nur etwa 13 Mill. m³ betragen hätte, also die durchschnittliche Wassertiefe von 65 cm auf etwa 55 cm gesenkt worden wäre. Wenn auch eine nennenswerte Senkung der Hochwasserspitzen hier nicht eingetreten wäre, so hätte sich doch bei mittlerer und kleiner Wasserführung eine Entlastung des Neugrabens gut bemerkbar gemacht. Bei entsprechender Stellung der Überfallschieber wird sich also eine Verdoppelung dieses Kanals aus diesem Grunde vorläufig erübrigen, zumal seine Tiefenlage eine Belästigung der wenigen unmittelbar an ihn angeschlossenen Anwesen auch bei eintretendem Überdruck ausschließt.

Notwendige Voraussetzung für diese Senkung der Wasserführung im Landgraben und Neugraben ist jedoch eine Mehrbelastung der beiden Entlastungskanäle. Deren durchschnittliche Inanspruchnahme betrug nach den Pegelaufzeichnungen:

Tabelle 6.

Jahr	Östl. Entlastungskanal: Jährliche Abflußmenge Mill. m³	Östl. Entlastungskanal: Durchschnittliche Abflußmenge l/Sek.	Östl. Entlastungskanal: Durchschnittliche Wassertiefe cm	Westl. Entlastungskanal: Jährliche Abflußmenge Mill. m³	Westl. Entlastungskanal: Durchschnittliche Abflußmenge l/Sek.	Westl. Entlastungskanal: Durchschnittliche Wassertiefe cm	Bemerkungen
1924	4,9	156	30	3,5	110	15	Betr. Lage der Pegel vergl. Abb. 2
1925	3,6	115	24	4,1	130	17	

Diese Wassermengen stammen, wie bereits erwähnt, zum Teil aus Einzugsgebieten, die unmittelbar in die Entlastungskanäle entwässern. Insbesondere hat der östliche Entlastungskanal vor allem den Zweck, eine leistungsfähige Vorflut für das ganze Ostgebiet der heutigen Gemarkung Karlsruhe zu schaffen und die in ihrer Menge stark schwankenden, teilweise von Albhochwasser beeinflußten Zuflüsse aus dem südöstlichen Niederungsgebiet aufzunehmen und sie unter Umgehung des Landgrabens unmittelbar dem Rhein zuzuführen. Die in seinem Oberlauf abzuführende Höchstmenge dieser Zuflüsse kann auf etwa 2,5 m³/Sek. steigen. Dazu kommt dann das Schmutz- und Regenwasser aus heute schon kanalisierten, etwa 70 ha umfassenden Stadtteilen, deren Erweiterung um weitere 150 ha in absehbarer Zeit folgen wird.

Die Zusammensetzung des im östlichen Entlastungskanal abgeflossenen Wassers kann nach verschiedenen Beobachtungen etwa folgendermaßen angenommen werden:

Tabelle 7.

Wasserart	Im östl. Entlastungskanal flossen ab im Jahr 1924 Mill. m³	1925 Mill. m³	Bemerkungen
Schmutzwasser . . .	1,9	1,9	
Regenwasser	0,5	0,4	
Bachwasser	2,2	1,2	Aus dem Mittelbruchgraben.
Landgrabenwasser . .	0,3	0,1	
Insgesamt	4,9	3,6	vergl. Tabelle 6.

Die Abflußvorgänge sind für das gesamte Einzugsgebiet dieses Kanals einschließlich Zufluß aus dem Niederungsgebiet eingehend untersucht. Legt man einen Dauerregen zugrunde, bei dem 20 l/Sek. vom Hektar der kanalisierten Gebiete und 10 l/Sek. vom Hektar aus dem oberflächlich entwässernden Gelände abfließen mögen, bietet der Entlastungskanal in seiner an den Landgraben unmittelbar anschließenden Strecke noch Platz für rd. 400 l/Sek., die nach der Tabelle 4 bei tiefster Schieberstellung aus dem Landgraben überfallen, wenn die Wassertiefe in ihm etwa 85 cm beträgt. Diese wird durchschnittlich nur einmal im Jahr überschritten. Ein Zusammentreffen von Hochwasserspitzen im östlichen Entlastungskanal mit gleichzeitigem Höchstüberfall aus dem Landgraben wird daher so selten eintreten, daß die dann eintretende Überlastung des östlichen Entlastungskanals in Kauf genommen werden kann.

Der kürzlich beendete, in den Entlastungskanal mündende Hauptsammler des Nordostgebietes bringt bis etwa 3,4 m³/Sek., die auch bei ungünstigsten Annahmen in dem dort 6,4 m³ fassenden Profil des Entlastungskanals Aufnahme finden können. Dieser genügt daher auf absehbare Zeit allen Ansprüchen.

Wenn auch die Entlastung des Landgrabens durch Abströmen in den östlichen Entlastungskanal nach den oben aufgeführten Zahlen nicht erheblich ist, muß doch anderseits festgestellt werden, daß im Jahresdurchschnitt durch Wegnahme der gesamten im Entlastungskanal zum Abfluß gekommenen Wassermengen im Landgraben (Pegel Mitte) eine durchschnittliche Senkung von 13 bis 14 cm in den Jahren 1924 und 1925 eintrat. Wären die Überfallschieber in diesen Jahren auf 12 cm über Landgrabensohle abgesenkt gewesen, so hätte die durchschnittliche Verminderung der Wassertiefe im Landgraben 19 bis 21 cm betragen, während die Wasserspiegellage im östlichen Entlastungskanal gleichzeitig nur um 3 bis 6 cm sich gehoben hätte. Die Hauptbedeutung dieses Kanals liegt jedoch, wie schon erwähnt, darin, daß er eine einwandfreie Entwässerung des gesamten Ostgebietes von Karlsruhe überhaupt erst ermöglicht hat.

Auch der westliche Entlastungskanal, der nach etwa 2,5 km langem Lauf in den östlichen Entlastungskanal mündet, hat außer dem überfallenden Landgrabenwasser unmittelbare Zuflüsse aus anstoßenden Siedlungsgebieten aufzunehmen. Außerdem entlasten in ihn bei stärkeren Regenfällen Straßenkanäle, die in den Landgraben münden. Ganz gefüllt war der 1,8 m hohe Kanal bisher noch nie. Nach Senkung des Überfallschiebers auf 12 cm über Landgrabensohle wird dies jedoch durchschnittlich einmal im Jahr der Fall sein; wahrscheinlich wird dann sogar eine Überlastung eintreten, die jedoch bei der Tiefenlage des Kanals unbedenklich ist. Nach den Abflußverhältnissen der Jahre 1924 und 1925 wird bei tiefstzulässiger Schieberstellung der Wasserstand im Landgraben von 60 auf 34 cm, d. h. um 43 bis 44% gesenkt werden, während gleichzeitig die durchschnittliche Wasserführung im westlichen Entlastungskanal sich von 16 auf 41 cm erhöht.

β) Qualitative Verbesserung des Landgrabenwassers.

Neben dieser quantitativen Entlastung des Landgrabens tritt aber durch die beiden Entlastungsüberfälle auch eine erhebliche Verbesserung in der Zusammensetzung des Abwassers ein, also eine qualitative Entlastung des Landgrabens. Rechnet man nach der amtlichen Vorschrift des Genehmigungsbescheids vom Jahr 1907 mit 2,5 l/Sek. Schmutzwasser auf 1000 Einwohner, so ergibt sich folgende Tabelle 8:

Tabelle 8.

Dem Landgraben zufließendes Schmutzwasser	Einwohnerzahl (einschließlich Durlach)	Dem Landgraben zufließendes Schmutzwasser l/Sek.	Also Zuwachs an Schmutzwasser l/Sek.
Oberhalb östlicher Entlastungskanal .	rd. 13 000	35	190
„ westlicher „ .	„ 90 000	225	100
„ Neugrabenkanal	„ 130 000	325	

Danach und nach der Tabelle 4, die u. a. angibt, daß bei tiefstzulässiger Schieberstellung am östlichen Entlastungskanal von den zufließenden 35 l/Sek. Schmutzwasser 50 bis 60% überfallen, fließen nur 15 l/Sek. im Landgraben weiter. Mit den dem letzteren weiterhin zufließenden Mengen kommen dann am westlichen Entlastungskanal etwa 15 + 190 = 205 l/Sek. Schmutzwasser an. Für verschiedene Wasserstände im Landgraben ergibt sich dann die nachstehende, an die Tabellen 4 und 5 sich anlehnende Zusammenstellung (Tab. 9).

Tabelle 9 (Anschluß an Tabellen 4 und 5).

Wasserführung im Landgraben (ohne Entlastung) am Pegel „West" (einschl. 205 l/Sek. Schmutzwasser)[1]				Wenn Überfallkante 12 cm über Landgrabensohle (ganz gesenkt), fließen ab zum westl. Entlastungskanal			Dadurch sinkt die im Landgraben weiterfließende Wassermenge auf		Dann kommen am Regenauslaß zur Alb an		Dann beträgt das Verdünnungsverhältnis		Bei einer Wasserführung des Landgrabens am Regenauslaß zur Alb von	wird also infolge der doppelten Entlastung die Qualität des Landgrabenwassers verbessert[7]			Bemerkungen
	am Regenauslaß zur Alb (einschl. 325 l/Sek. Schmutzwasser)[1] durchschnittlich				von Spalte 1 sind dies	darin Schmutzwasser[2]	Gesamtmenge[3]	darin Schmutzwasser[4]	Schmutzwasser[5]	Gesamtwasser[6]				von etwa	auf etwa	d. h. um	
		Verdünnungsverhältnis															
l/Sek.	l/Sek.		%	l/Sek.	%	l/Sek.	l/Sek.	l/Sek.	l/Sek.	l/Sek.		%	l/Sek.			%	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
15 500	26 700	1 : 82	1,2	2600	17	35	12 900	170	270	24 100	1 : 89	1,1	15 000	1 : 45	1 : 60	25	[1] Vergl. Tabelle 8. — [2] 205 l/Sek. mal Spalte 6. — [3] Spalte 1 minus Spalte 5. — [4] 205 l/Sek. minus Spalte 7. — [5] Spalte 9 plus 100 l/Sek. (vergl. Tab. 8). — [6] Spalte 2 minus Spalte 5. — [7] Interpoliert aus den Zahlen der Spalten 2, 3, 11, 12.
9 700	16 500	1 : 51	2,0	2550	26	54	7 150	151	251	13 950	1 : 56	1,8	10 000	1 : 30	1 : 40	25	
3 900	6 600	1 : 20	5,0	2200	57	117	1 700	88	188	4 400	1 : 23	4,3	5 000	1 : 17	1 : 26	35	
2 300	3 900	1 : 12	8,3	1500	65	133	800	72	172	2 400	1 : 14	7,1	3 000	1 : 9,5	1 : 17	44	
1 240	2 100	1 : 6,5	15,4	820	66	135	420	70	170	1 280	1 : 7,5	13,3	2 000	1 : 6	1 : 11,5	48	
620	1 100	1 : 3,4	29,4	380	61	125	240	80	180	720	1 : 4	25,0	1 240	1 : 3,8	1 : 7,3	48	

Darin ist die Wasserführung im Landgraben am Regenauslaß nach der Alb einer Kurve entnommen, die auf Grund der Aufzeichnungen der Pegel Landgraben West und Neugraben aufgestellt wurde und die das durchschnittliche Verhältnis der Wasserführung an beiden Stellen bei verschiedenen Wasserständen angibt.

Nach dem mehrfach erwähnten Genehmigungsbescheid muß im Landgraben am Entlastungsüberfall zur Alb eine 3,3 fache Verdünnung vorhanden sein, wenn dieser zu spielen beginnt, d. h. wenn im ganzen mehr als 1240 l/Sek. — die berechnete Leistungsfähigkeit des Neugrabenkanals — zufließen. Es dürfen hier also $\frac{1240}{3,3} = 375$ l/Sek. Schmutzwasser ankommen, die 150 000 in den Landgraben entwässernden Einwohnern entsprechen. Nach der Tabelle 9 (Spalten 14 bis 16) ergibt sich als Wirkung der doppelten Landgrabenentlastung, daß bei ganzer Senkung der Überfallschieber die Verdünnung des Landgrabenwassers am Regenauslaß zur Alb beim heutigen Anschluß von 130 000 Einwohnern statt 325 : 1240 = 1 : 3,8 nur noch 170 : 1240 = 1 : 7,3 beträgt, daß also die zulässige Verdünnung von 375 : 1240 = 1 : 3,3 erst vorhanden ist, wenn weitere 375—170 = 205 l/Sek. Schmutzwasser hier zufließen. Diese entsprechen einer Einwohnerzahl von $\frac{205}{2,5} \cdot 1000 =$ rd. 80 000, die über die genehmigten 150 000 Einwohner hinaus noch an den Landgraben angeschlossen werden können, bevor aus diesem Grunde der Bau eines weiteren Kanals nach der Reinigungsanlage erforderlich ist.

3. Die Kläranlage.

Die gesamten nach der mechanischen Kläranlage fließenden Wassermengen sind nach den vorhandenen Pegelaufzeichnungen in Tabelle 10 zusammengestellt.

Tabelle 10.

Zur Reinigungsanlage abfließende Wassermengen	Es flossen ab im Jahr 1924	1925
	Mill. m³	
Durch den Neugrabenkanal	19,5	19,7
Durch den westlichen Entlastungskanal	3,5	4,1
Durch den östlichen Entlastungskanal	4,9	3,6
Insgesamt	27,9	27,4
Davon sind durch die Siebmaschinen geflossen[1]	25,5	17,0[2]
Das sind durchschnittlich l/Sek.	(810)	—[3]
Ungereinigt sind also zum Rhein und auf die Wässerwiesen geflossen	2,4	10,4[2]

Die heutige Anlage ist so ausgebaut, daß die Zuflußrinne bis zu 1000 l/Sek. den Reinigungsmaschinen zuführt, bevor der Überfall in Tätigkeit tritt. Nach den Messungen kann jede der eingebauten Maschinen (ein Geigersches Siebschaufelrad und eine Rienschsche Scheibe) diese Menge verarbeiten. Bis Ende 1924 war die Kläranlage, solange das zufließende Wasser nicht zur Wiesenwässerung in der Rheinniederung verwendet wurde, Tag und Nacht in ununterbrochenem Betrieb, wobei die beiden Maschinen monatlich abwechselnd arbeiteten. Die Tatsache jedoch, daß die Zuflußmenge und der Gehalt an Schmutzstoffen nachts stark abnimmt, gab die Möglichkeit, seit Ende 1924 die Nachtreinigung einzustellen, soweit die Wasserführung nicht über ein gewisses Maß steigt. Ist letzteres der Fall, wird die Anlage durch den alarmierten Maschinenwärter in Betrieb gesetzt.

[1] Für 1924 Pegelaufzeichnungen; für 1925 mittelbar berechnet. — [2] Die großen Unterschiede gegen 1924 erklären sich aus der geänderten Betriebsweise der Kläranlage (vergl. nachstehende Ausführungen). — [3] Infolge geänderter Betriebsweise nicht genau festgestellt.

Nach den Genehmigungsbedingungen entsprechen die oben erwähnten, der Reinigungsanlage zufließenden 1000 l/Sek. einer an die Schwemmkanalisation angeschlossenen Einwohnerzahl von 200 000 Köpfen; die heutige Zahl von rd. 146 500 Einwohnern wird schätzungsweise in etwa 15 Jahren diese Höhe erreicht haben. Dann wird ein entsprechender Aufbau auf dem Überfallwehr und die Bereitstellung weiterer Maschinen genügen, um die Reinigung des gesamten zufließenden Schmutzwassers jederzeit zu gewährleisten.

Der Reinwasserkanal, in dem die gereinigten Abwässer zusammen mit dem ungereinigt über den Überfall stürzenden Wasser der Alb zufließen, die hier im Bett eines Altrheinarmes verläuft, genügt zur Abführung von 8 m³/Sek.; er vermag also die im Neugraben und im Entlastungskanal zufließende Höchstwassermenge von rd. 1,4 + 6,4 m³/Sek. abzuführen, wobei die Wassertiefe nur etwa 1,2 m beträgt, während sie bei ganzer Füllung zwischen den Begleitdämmen bis auf 2,5 m anwachsen könnte.

Zusammenfassend kann folgendes festgestellt werden:

1. Die Menge und Beschaffenheit des Landgrabenwassers wird bei tiefstmöglicher Absenkung der Auslaßschieber durch die beiden Entlastungskanäle so beeinflußt, daß über die genehmigten 150 000 Einwohner hinaus weitere 80 000, im ganzen also 230 000 Einwohner Schmutzwässer einschließlich Fäkalien dem Landgraben zuführen können, bevor aus diesem Grunde der Neugrabenkanal verdoppelt bezw. bevor ein neuer Kanal zur Kläranlage gebaut werden muß.

2. Heute sind rd. 146 500 Einwohner an die bestehende mechanische Kläranlage angeschlossen, während deren heutige Einrichtungen zur Verarbeitung der Abwässer von 200 000 Einwohnern genügen.

C. Neu zu entwässernde Gebiete.

Für den Anschluß an das Kanalnetz der Stadt Karlsruhe kommen demnächst und in absehbarer Zeit folgende weitere Gebiete in Betracht (vergl. Abb. 2).

a) Vorhandene, noch nicht angeschlossene Stadtteile und Nachbarorte.

Am vordringlichsten ist der Anschluß der noch nicht in das allgemeine Netz entwässernden drei ehemaligen Vororte, Rintheim im Nordosten, Rüppurr im Süden und Daxlanden im Südwesten.

Rintheim (2200 Einw.) hat besonders ungünstige Verhältnisse. Es liegt vollkommen flach am Rande des mehrfach erwähnten ehemaligen Kinzig-Murg-Stroms, der es heute in Gestalt einer nassen, stellenweise sumpfigen, etwa 1 km breiten Niederung von seinem natürlichen Vorfluter, der Pfinz, trennt. Niederschlag- und Schmutzwässer dieses Stadtteils können daher nur dem bestehenden Sammler des Karlsruher Ostgebiets, dem Entlastungskanal, zugeführt werden. Der hierfür erforderliche Sammelkanal wurde vor kurzem als Notstandsarbeit vollendet, so daß die Kanalisation dieses Stadtteils selbst, für den nur Mischsystem in Frage kommt, ohne weitere Schwierigkeiten durchgeführt werden kann.

Der südliche, an der Alb gelegene Stadtteil Rüppurr (4600 Einw.) dagegen hat in diesem Flüßchen einen wenn auch nicht sehr leistungsfähigen Vorfluter, dessen Verschmutzung jedoch wegen der Mißstände und Gefahren für die flußabwärts liegenden Stadtgebiete verhütet werden muß. Rüppurr hat sich insbesondere durch Anlage einer stark bewohnten Siedlung seit etwa 25 Jahren erheblich erweitert. Während Rintheim in dieser Zeit seine Bewohner nur um rd. 30%, Daxlanden um 50% vermehren konnte, betrug die Zunahme in Rüppurr etwa 110%. Die Ansprüche der Siedlungsbewohner und die Nähe eines natürlichen Vorfluters, wenigstens für die Niederschlagwässer, machen es erklärlich, daß dieser Vorort schon länger eine in sich geschlossene, mit dem Karlsruher Netz jedoch

nicht zusammenhängende Kanalanlage besitzt. Die Beseitigung der Abwässer geschieht nach dem Trennsystem; Regenwasser fließt unmittelbar der Alb zu, während das Schmutzwasser aller Art erst in einer biologischen Kläranlage gereinigt diesem Vorfluter übergeben werden darf. Dieses Teilnetz ist vor kurzem in das Entwässerungssystem der Stadt Karlsruhe nach Fertigstellung eines Sammelkanals für die Schmutzwässer einbezogen worden. Der neue Kanal schließt an den bereits bestehenden Teil des Südsammlers an und ist so bemessen, daß er die Schmutzwässer aus dem ganzen rechts der Alb gelegenen südlichen Erweiterungsgebiet auf Gemarkung Karlsruhe und die Abwässer der Nachbarstadt Ettlingen abzuführen vermag (vergl. unten).

Für den südwestlichen Stadtteil Daxlanden (5300 Einw.) war eine planmäßige Entwässerung bisher insofern weniger dringlich, als die dortigen Einwohner in der großen Mehrzahl Landwirtschaft treiben, also Gelegenheit zur Ansammlung und Verwertung der entstehenden Abwässer haben, während nennenswerte Industriebetriebe vollständig fehlen; zudem ist dort für die Ableitung des Niederschlagwassers nach der Niederung der Alb und des Rheins gute Vorflut vorhanden. Anderseits dagegen erfordert der Anschluß dieses Stadtteils an das Karlsruher Entwässerungsnetz einen etwa 3 km langen Sammelkanal, der zudem durch das erheblich tiefer liegende Albgelände geführt werden muß. Hält jedoch die in den letzten Jahren recht lebhafte Bautätigkeit in diesem Stadtteil weiterhin an — und dafür sind Anzeichen vorhanden —, wird die planmäßige Beseitigung der Abwässer auch hier bald in Angriff genommen werden müssen. Sie hat sich in das Netz des südlich der Alb geplanten großen Stadtgebietes einzugliedern (vergl. unter b, Abs. 5). Der Westteil dieses Vorortes wird jedoch, weil zu tief gelegen, nur an das Netz der Rheinhafenkanalisation anschließen können. Voraussetzung hierfür ist allerdings die Erstellung des bereits früher erwähnten Pumpwerks am Ende des Rheinhafensammlers.

Auch für drei nicht zu Karlsruhe gehörige, an der Alb liegende Nachbarorte kommt aus technischen wie wirtschaftlichen Gründen wohl nur der Anschluß an das Karlsruher Netz in Frage.

Wichtig ist eine gute und rasche Lösung der Entwässerungsfrage vor allem für die südlich Karlsruhe gelegene, etwa 10 000 Einwohner zählende Nachbarstadt Ettlingen. Ihre Lage in der Verlängerung des Südsammlers weist zwingend auf die natürliche Lösung ihrer Abwasserfrage hin: Die verhältnismäßig geringen Schmutzwässer dem bis Ettlingen verlängerten Karlsruher Südsammler zu übergeben und die Niederschlagwässer der Alb zuzuführen; oder aber, da diese Lösung aus besonderen Gründen bei Ettlingen keinen Anklang findet, das gesamte Abwasser durch Rückhaltebecken ausgeglichen in den Karlsruher Südsammler zu leiten. Dadurch läßt sich nicht nur die Alb, die in ihrem späteren Lauf für die verschiedensten Zwecke, insbesondere auch zum Baden stark benutzt wird, von Schmutzstoffen möglichst frei halten; diese Lösung erspart vor allem eine besondere biologische Reinigungsanlage, in der die Ettlinger Abwässer vor Einleitung in die Alb behandelt werden müßten, und für die nur ein Gelände in Frage käme, das für andere städtische Zwecke weit besser zu nützen ist. Volkwirtschaftlich müßte diese Anlage insbesondere deswegen als verfehlt bezeichnet werden, weil sie in das Einzugsgebiet der bestehenden Karlsruher Kläranlage zu liegen käme, in der die Abwässer nur mechanisch gereinigt werden müssen, die also billiger arbeitet. Diese für alle Anlieger der Alb wichtige Frage hat kürzlich die eben skizzierte Lösung gefunden; nachdem gewisse Bedenken, die mehr auf dem Gebiete der Gemeindepolitik liegen, hatten überwunden werden können.

Für den im Süden halbinselartig in die Gemarkung Karlsruhe hineinragenden Nachbarort Bulach (2400 Einw.), der nur durch die Alb von dem Stadtteil Beiertheim getrennt, jedoch noch nicht kanalisiert ist, kommt zur Aufnahme der Schmutzwässer nur der Südsammler in Frage, während das Regenwasser am zweckmäßigsten der Alb und einem anderen, nahe vorüberfließenden Bach (Malscher Landgraben) zugeführt wird. Die Pläne und Verhandlungen sind hier schon so weit gediehen, daß an dieser Lösung nicht zu zweifeln ist.

Eine dritte, unterhalb der Gemarkung Karlsruhe an der Alb gelegene, sich stark entwickelnde Gemeinde (Knielingen, 4100 Einw.) hat vor kurzem den Bau einer eigenen Entwässerungsanlage in Angriff genommen und teilweise durchgeführt. Den natürlichen Vorfluter bildet auch hier die Alb. Die Abwässer können, solange sie keine Fäkalien enthalten, da Unterlieger nicht mehr vorhanden sind, ohne Klärung in die Alb geleitet werden. Bei weiterer Ausdehnung dieses Ortes, die bei dem vorgesehenen Ausbau des nahegelegenen Hafens und des dort geplanten Industriegebiets sicher zu erwarten ist, wird sich der Ausbau zur Schwemmkanalisation und damit die Reinigung der Abwässer nicht mehr umgehen lassen. Es wird dann unzweifelhaft aus verschiedenen Gründen vorzuziehen sein, das Knielinger Gebiet, soweit die Höhenverhältnisse dies gestatten, im Anschluß an die benachbarten Teile der Stadt Karlsruhe nach einheitlichem Plane zu entwässern und die Schmutzwässer der verhältnismäßig nahe gelegenen bestehenden Kläranlage zuzuführen.

b) Zukünftige Baugebiete in Karlsruhe und Umgebung. (Abb. 2).

Als Kristallisationspunkte, an denen die neuen Baugebiete ansetzen, umgeben die Außenstadtteile und Vororte den Stadtkern. Im Laufe der Entwicklung werden sich die verschiedenen Lücken zwischen diesen vorgeschobenen Bauinseln und dem Stadtkern nach und nach ausfüllen. Daß sich diese neuen Siedlungsgebiete dem vorhandenen Entwässerungsnetz einfügen und angliedern lassen, ist eine Grundbedingung ihrer Entwicklung.

Nach früheren Ausführungen ist die Entwässerung der Stadt Durlach in ihrer heutigen und später zu erwartenden Ausdehnung durch Vertrag mit Karlsruhe geregelt. Die Erweiterungsgebiete von Durlach, die nach den vorliegenden Plänen rd. 500 ha umfassen und, zum Teil im Trennsystem kanalisiert, etwa 4300 l/Sek. Größtabfluß bringen werden, können im allgemeinen nach dem Landgraben entwässern. Nur ein verhältnismäßig kleiner Geländeteil im Südwesten dieser Stadt, der nach dem Generalbebauungsplan für flachgebaute Siedlungen vorgesehen ist, wird wohl nur an den tiefer gelegenen östlichen Entlastungskanal angeschlossen werden können. Der durch ein Rückhaltebecken ausgeglichene Zufluß aus dieser Siedlung kann ohne weiteres in diesem Kanal Platz finden, da nach dem Verzögerungsplan die Hochwasserwelle aus diesem Siedlungsgebiet abgelaufen sein wird, bevor die Wassermengen aus der südöstlichen Niederung in dem östlichen Entlastungskanal zum Abfluß kommen.

Dasselbe gilt auch für die zukünftigen Baugebiete im Nordosten der Stadt Karlsruhe, die unter Benutzung des auf S. 155 erwähnten Rintheimer Sammelkanals, dessen Verdoppelung für später vorgesehen ist, nach dem östlichen Entlastungskanal zu entwässern wären.

Die Haupterweiterungsgebiete der Stadt Karlsruhe liegen jedoch im Süden und Südwesten der Gemarkung. Im Süden sind unmittelbar anschließend an die bestehenden Baugebiete bis hin zur Alb große Geländeflächen, die baldiger Erschließung harren; sie bilden den Übergang zu einem neuen Siedlungsgebiet, das sich, nur wenig unterbrochen durch Grünflächen und Verkehrsanlagen, längs der Alb bis zur südlichen Gemarkungsgrenze hinzieht, die hier bis nahe an die Erweiterungsgebiete der Stadt Ettlingen vorspringt. Auch für sie bildet naturgemäß die Alb den natürlichen Vorfluter, der jedoch nach früheren Darlegungen höchstens die Einleitung der Niederschlagwässer zuläßt. Die Schmutzwässer müssen dem Südsammler zugeführt werden, der im allgemeinen mit einem Sohlengefälle von 1 : 1500 bis 1 : 2000 dem östlichen Albufer folgt und etwa 1 km östlich des Neugrabenkanals in den Landgraben mündet. Auf kurzer Strecke reicht sein Einzugsgebiet auf das linke Albufer hinüber. Seine Hauptbelastung bildet das Mischwasser aus einem Teil des Karlsruher Süd- und Südwestgebietes. Namentlich nach dessen Vollausbau bis zur Alb wird bei stärkeren Regenfällen der volle Querschnitt des Sammlers in Anspruch genommen werden, zumal er vom Landgraben her, wie bereits bemerkt, Rückstau erhält, der zusammen mit der zeitweise starken Füllung des Kanals selbst sich auch auf die Straßenkanäle auswirkt. Es wird daher nicht zu vermeiden sein, später eine gewisse Entlastung dieses Sammelkanals herbeizuführen etwa derart, daß kurz vor seiner Einmündung in den Landgraben ein tiefer gelegener Kanal abzweigt, der das Abwasser, sobald es den wasserpolizeilichen Genehmigungsbedingungen entsprechend verdünnt ist, dem bestehenden Regenauslaß des Landgrabens zur Alb unmittelbar zuführt und dadurch den Wasserstand im Südsammler absenkt bezw. ihn von der Wasserführung des Landgrabens wenigstens unabhängiger macht; oder aber eine Lösung, die den Landgraben ganz umgeht, indem die Fortsetzung des Südsammlers unter dem Landgraben hindurch als neuer Sammelkanal durch das Nordwestgebiet nach der Kläranlage geführt wird. Er könnte ebenso wie der Landgraben bei gewisser Wasserführung nach der Alb entlastet werden. Jedenfalls ist die Möglichkeit gegeben, die bei zunehmender Belastung des Südsammlers sich stärker bemerkbar machenden Mißstände zu beheben.

Die neuen Südgebiete einschließlich des Stadtteils Daxlanden werden zweckmäßig zum Teil nach dem Trennsystem entwässert werden. Im übrigen werden die gemischten Abwässer in Sammelkanälen als Dücker die Alb unterkreuzen und in den Landgraben münden, eine Lösung, die aber bei dem sehr schwachen Gefälle auch alle die oben für den Südsammler geschilderten Unzuträglichkeiten mit sich bringt. Der Entwurf sieht daher vor, die Wässer aus diesem Gebiet in einem großen, die Alb unterfahrenden Sammelkanal zusammenzufassen und ihn gemeinsam mit dem Südsammler unter dem Landgraben hindurch als Hauptkanal durch das im Nordwesten vorgesehene große Industrie- und Wohngebiet zum Klärwerk zu führen. Dieser hat dann auch alle dort anfallenden Abwässer aufzunehmen, muß aber so bemessen sein, daß er auch die Abwässer aus dem oben behandelten Südgebiet aufnehmen kann. Vorläufig wird das Abwasser des Stadtteils Daxlanden, dessen Kanalisation demnächst in Angriff genommen wird, durch ein behelfsmäßiges Pumpwerk in den Landgraben gehoben. Die nächstliegende Lösung, die Nordwestgebiete in den bestehenden Neugrabenkanal zu entwässern, muß ausscheiden, weil, wie nachgewiesen, dieser Sammler bei höheren Wasserständen im Landgraben schon gefüllt ist, also eine Mehrbelastung durch weitere Zuflüsse nicht

aufnehmen kann, insbesondere aber deswegen, weil nach früheren Darlegungen die wasserpolizeilichen Bedingungen für die Schwemmkanalisation dem widersprechen.

Als nördlichstes in das Karlsruher Entwässerungsnetz einzubeziehendes Gebiet kommt die Doppelgemeinde Neureut (3800 Einw.) in Frage. Der Plan sieht dort zwei Sammelkanäle am West- und Ostrand des erweiterten Siedlungsgebietes vor, die beide in den nahe vorbeiführenden Entlastungskanal münden. Diese Mehrbelastung ist angängig, weil im allgemeinen das Hochwasser aus dem Neureuter Gebiet abgelaufen sein wird, bevor die Niederschlagwässer aus dem Karlsruher Einzugsgebiet des Kanals ankommen.

Von dem gesamten im Generalbebauungsplan für Karlsruhe und Umgebung für Siedlungszwecke bereits benutzten und noch vorgesehenen Gelände entwässern heute und werden später insgesamt entwässern:

	Heute	Nach Ausbau des Generalbebauungsplans
	Einwohner	Einwohner rd.
In den Landgraben	130 000	250 000
In den östlichen Enlastungskanal	12 600	48 000
In den westlichen Entlastungskanal	3 900	6 000
Im vorgesehenen Sammler der Südwest-, West- und Nordwestgebiete	—	40 000
Im nördlichen Vorort Neureut	—	20 000
Insgesamt also	146 500	364 000

Die Zahl der für den Anschluß an den Landgraben überhaupt jemals in Frage kommenden Einwohner wird danach nur um etwa 20 000 höher sein, als unter den bestehenden wasserpolizeilichen Bestimmungen und den heutigen Ausbauverhältnissen zulässig ist. Die Reinigungsanlage wird auf etwa den doppelten Umfang der heutigen Anlage erweitert werden müssen, wenn nicht die Technik auf diesem Gebiet Erfolge zeitigt, die auch in Karlsruhe eine wirtschaftlichere Beseitigung der Abwässer ermöglichen wird. Untersuchungen hierüber sind im Gange.

D. Kanalspülung.

Die im allgemeinen sehr geringen Gefälle im Karlsruher Kanalnetz bedingen aus betrieblichen und gesundheitlichen Gründen eine öftere Reinigung der Kanäle. Abgesehen von den großen Sammel- und Entlastungskanälen, in denen immer genügend eigenes Wasser zur Verfügung steht, muß überall Spülwasser besonders zugeleitet werden. Bei der Kostspieligkeit und Unwirtschaftlichkeit der Beschaffung und Bereitstellung von Trinkwasser aus dem allgemeinen Versorgungsnetz zu Zwecken der Kanalspülung war es von jeher das Bestreben, wenn irgend möglich Flußwasser zum Spülen zu verwenden. Gewisse Kanalstrecken jedoch, die zu hoch liegen oder denen Flußwasser aus anderen Gründen nicht zugeführt werden kann, müssen dauernd mit Wasser aus dem städtischen Versorgungsnetz gespült werden. Für einen großen Teil des Kanalnetzes, namentlich im Westen der Stadt, stand bisher nur Leitungswasser zur Verfügung; seit der Inbetriebnahme eines weiteren großen Spülkanals kann auch dieses Gebiet mit Albwasser gespült werden. Eingehende Vergleichsberechnungen auf Grund von Versuchen im Spülbetrieb ergaben, daß zur Spülung von 1 km Kanal erforderlich sind:

bei Verwendung von Leitungswasser 2,5 Tagschichten,
bei Verwendung von Flußwasser . . 1,6 Tagschichten.

Dies ergibt bei Annahme von jährlich 30 Spülungen eine Ersparnis von jährlich 75 — 48 = 27 Tagschichten für 1 km Kanal.

Dazu kommt die Ersparnis an Leitungswasser, die auf 1 km Kanal in Karlsruhe durchschnittlich 2100 m³/Jahr festgestellt wurde.

Der Gesamtverbrauch an Leitungswasser beträgt heute noch rund 65 000 m³ im Jahr.

Für gewisse Kanalstrecken ist eine besondere Reinigung nicht erforderlich, andere können ohne Benutzung von Wasser gereinigt werden.

Sieht man von diesen Ausnahmen ab, so kann das Karlsruher Kanalnetz gespült werden unter Beizug von Wasser aus:

a) der Pfinz;
b) dem Mittelbruchgraben, einem Abzugsgraben des südöstlichen Niederungsgebiets (vergl. Abb. 1);
c) der Alb.

Zu a) Spülung mit Pfinzwasser. Die Entnahme geschieht bei Durlach in Mengen und zu Zeiten, die durch wasserpolizeiliche und vertragliche Bedingungen geregelt sind. In einem teils offenen, teils geschlossenen Kanal wird Pfinzwasser nach Karlsruhe geführt und dient dort zur Spülung der Kanäle im größten Teil der Oststadt und in einigen Straßen des nördlichen Stadtkerns.

Zu b) Der Mittelbruchgraben nimmt einige von den nahen Schwarzwaldbergen herabfließende Bäche auf und dient im übrigen der Ableitung des Oberflächen- und Grundwassers aus der südöstlichen Niederung. Er fließt im allgemeinen dem östlichen Entlastungskanal zu, von dem aus sein Wasser zeitweise zur Spülung einiger kleinerer Kanäle der Oststadt verwendet wird. Irgendwelche Einschränkungen und Bestimmungen über die Entnahme dieses Wassers bestehen nicht.

Zu c) Spülung mit Albwasser. Der weitaus größte Teil des heutigen Kanalnetzes und seiner späteren Erweiterungen wird aus der Alb gespült. Das erforderliche Wasser wird auf Grund von wasserrechtlichen Bedingungen für Menge und Zeit der Entnahme bisher an fünf Stellen entnommen, die im Staubereich vorhandener gewerblicher Stauanlagen und eines zu diesem Zweck besonders errichteten Walzenwehrs liegen. Besondere, meistens unterirdische Kanäle führen das Spülwasser dem Entwässerungsnetz zu. Das Süd- und Westgebiet kann fast ganz aus der Alb gespült werden. Nach Vollausbau des bereits erwähnten Hauptspülkanals wird sich Albwasser auch im ganzen Nordwestgebiet bis hin gegen Knielingen verwenden lassen.

Für das gesamte, bis anfangs 1925 ausgebaute Karlsruher Kanalnetz ergibt sich die folgende Tabelle 11:

Tabelle 11.

	Gesamtlänge des Abwasserkanalnetzes		Es werden gespült unter Beizug von Wasser aus: dem Wasserversorgungsnetz		der Pfinz		dem Mittelbruchgraben		der Alb		Auf verschiedene andere Arten werden gereinigt	
	km	%	km	%	km	%	km	%	km	%	km	%
Vor Fertigstellung d. großen Albspülkanals (s. oben)	165,0	100	63,5	38,5	21,5	13,0	1,7	1,0	48,3	29,3	30,0	18,2
Heute	165,0	100	30,0	18,2	21,5	13,0	1,7	1,0	81,8	49,6	30,0	18,2

Die Kanäle in den vorgesehenen Erweiterungsgebieten sind, wo immer möglich, so angelegt, daß sie alle mit Flußwasser gespült werden können. Insbesondere wird hier das Spülsystem der Alb, das ohne größere technische Schwierigkeiten weiteren Ausbaues fähig ist, in Frage kommen. Es bedarf hierzu nur der Anlage neuer Spülkanäle, die aus den höher gelegenen Haltungen der Alb südlich Karlsruhe gespeist werden können (vergl. Abb. 2). Allein für das Erweiterungsgebiet des Vororts Neureut muß das Spülwasser künstlich gehoben werden etwa durch ein Pumpwerk, das mit der Kläranlage verbunden werden kann.

Die hier angestellten Untersuchungen sollten nur grundsätzlich die Möglichkeiten des weiteren Kanalausbaues im engeren Siedlungsgebiet Karlsruhe und Umgebung dartun. Es wird Aufgabe der weiteren Bearbeitung sein, für die Einzelheiten die technisch und wirtschaftlich einwandfreiesten Lösungen zu finden.

Wasserberuhigungseinrichtungen der umlauflosen Schiffschleusen des Wesel-Datteln-Kanals.

(Versuchs-Ergebnisse.)

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberregierungs- und -baurat **Bock** und Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Natermann**, Essen.

In dem Kanal von Wesel nach Datteln dienen zur Überwindung des rd. 40 m betragenden Schleusengefälles zwischen dem Dortmund-Ems-Kanal und dem Rhein sechs Schleusen. Das Gefälle beträgt bei der Schleuse Flaesheim 4 m, bei der Schleuse Dorsten 9 m und schwankt bei den übrigen Schleusen zwischen 6 und 8 m. Die nutzbare Länge der Schleuse beträgt 225 m, die nutzbare Breite 12 m. Der Oberdrempel liegt 5,50 m unter Oberwasser, der Unterdrempel 4,50 m unter Unterwasser. Der ganze Kanal liegt in einem Gebiet, in dem überall Kohlen vorkommen und die Kohlenfelder bereits verliehen sind. An einigen Stellen ist mit dem Abbau der Kohlen schon begonnen. Allerdings ist dieser Abbau nur an einer einzigen Stelle bereits in den Bereich des Kanals gelangt, man muß aber damit rechnen, daß in absehbarer Zeit am ganzen Kanal der Bergbau auf Kohle eröffnet wird und daß dann auch schädliche Einwirkungen auftreten, die sich in ungleichmäßigen Bodensenkungen und wagerechten Verschiebungen an der Erdoberfläche kenntlich machen. Vor allen Dingen sind die Schleusen so einzurichten, daß sie ohne Schaden den Bergsenkungen folgen können und daß der Betrieb der Verschlußvorrichtungen durch die Absenkungen und Verkantungen der Häupter nicht gestört wird. Bei den Oberhäuptern wurden zunächst Klapptore, bei den Unterhäuptern Schiebetore vorgesehen. Im Laufe der Bearbeitung stellte sich nach den inzwischen am Rhein-Herne-Kanal gemachten Erfahrungen nun als wünschenswert heraus, von der Verwendung von Klapptoren Abstand zu nehmen. Es ist besonders die Lagerung dieses Tores unter Wasser, die wegen ihrer geringen Zugänglichkeit nur schwer zu beobachten ist und auch sonst Bedenken erweckt, besonders wenn irgendwelche fremden Gegenstände zwischen dem Toranschlag und dem Klapptor sich einklemmen.

Bergsenkungen gegenüber ist das Klapptor unempfindlich. Bei den Schiebetoren ist zur Aufnahme des seitlich ausgefahrenen Tores eine verhältnismäßig lange seitliche Nische notwendig. Die Rücksicht auf Bodensenkungen macht aber eine möglichst zusammengedrängte Bauweise des Unterhauptes notwendig. Ungünstig wirken auch in dieser Beziehung bei beiden Torarten die in den Häuptern angebrachten Umläufe, die eine erhebliche Verlängerung der Häupter bedingen. Zur Vermeidung dieser Schwierigkeit, die auch eine größere Verteuerung des Mauerwerkes im Gefolge haben, schlug im Jahre 1924 Herr Oberregierungsbaurat Loebell in Berlin an Stelle der Klapptore und Schiebetore Hubtore vor.[1]) Sein Vorschlag sieht außer der Einführung der Hubtore vor, daß Umläufe in den Häuptern wegfallen und die Schützöffnungen zum Ein- und Auslassen des Wassers in Verbindung mit dem Tor gebracht werden.

Bei der Bearbeitung der Hubtore ergaben sich eine Reihe von Fragen über die zweckmäßige Anordnung der in den Toren eingebauten Schützen, über die Lage der Schützöffnungen zum Ober- und Unterwasserstand und über die Zu- und Ableitung des Wassers zum und vom Schütz, die sich auf Grund der bisherigen Erfahrungen nicht ohne weiteres lösen ließen. Bei den älteren, viel kleineren Schleusen sind zwar Schützeinrichtungen in den Toren immer verwendet worden, bei größeren Schleusen ist man jedoch davon abgekommen, weil durch die einströmenden Wassermengen in der Längsrichtung der Schleusenkammer Wasserbewegungen entstehen, die den in der Schleusenkammer liegenden Schiffen gefährlich werden können. Um dies zu vermeiden, wurden u. a. bei größeren Schleusen lange Umläufe angeordnet, die einen möglichst gleichmäßigen Eintritt des Wassers in die Schleusenkammer ermöglichen sollten. Bei den Schleusen des Rhein-Herne-Kanals ließen sich mit Rücksicht auf die Bodensenkungen derartige Umläufe nicht anordnen, man hat sich deshalb mit der Verwendung von kurzen, in den Häuptern angebrachten Umläufen begnügt. Über die Ausbildung dieser Umläufe, besonders auch der Form des Austrittsquerschnitts sind in den Jahren 1910 und 1911 in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin eingehende Modellversuche angestellt worden, deren Ergebnisse bei der Ausführung Beachtung fanden.

Bei den Hubtoren mit eingebauten Schützen tritt das Wasser in unmittelbarem Strom in der Richtung der Kammer in diese ein. Die in das Tor eingebauten sechs Rollkeilschützen haben einen freien Querschnitt von 2,36 m², der Gesamtquerschnitt beträgt 14,14 m². Es entsteht die Aufgabe, eine Lösung zu finden, durch die die lebendige Kraft des Wassers beim Eintritt in die Kammer möglichst vernichtet wird, um eine sichere und ruhige Lage der Schiffe zu gewährleisten. Die Befürchtung, daß die Lage der Schiffe in der Kammer nicht unter allen Umständen genügend gesichert sei, kam um so mehr in Frage, als es sich um verhältnismäßig große Gefälle in den Schleusen (bis zu 9 m) handelt. Es erschien unter diesen Umständen notwendig, da theoretische Untersuchung kaum möglich und wohl auch kein richtiges Bild ergeben hätte, durch Modellversuche die nötigen Aufklärungen zu verschaffen. Beim Unterhaupt kam es hauptsächlich auf die Einwirkungen des austretenden Wasserstrahles auf die anschließende Kanalsohle an. Die hierzu notwendigen Untersuchungen ließen sich ebenfalls an dem Modell leicht durchführen.

Die Modellversuche wurden in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin von dem Mitverfasser dieses Aufsatzes, Dr.-Ing. Natermann, durchgeführt.

Das Ergebnis der Versuche ist folgendes:

1. Die Schützöffnungen in dem Hubtor müssen so angebracht sein, daß sie sich stets unter Wasser befinden.

2. Beim Unterhaupt läßt sich der Angriff des austretenden Wasserstrahls auf die Kanalsohle fast gänzlich durch Anordnung einer verhältnismäßig niedrigen Sohlschwelle beseitigen.

3. Zur Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers am Oberhaupt dient eine vor der Schützöffnung in verhältnismäßig geringer Entfernung davon angebrachte Verteilungsplatte. Bei größerem Schleusengefälle sind mehrere Verteilungsplatten mit Zwischenraum übereinander anzuordnen. Von wesentlichem Einfluß auf eine ruhige Lage der Schiffe ist dabei der richtige Hub der Schützen. Es ist daher notwendig, je nach den besonderen Verhältnissen den Hub der Schützen zu steuern. Es hat sich gezeigt, daß ein gleichmäßiger Hub der Schützen innerhalb der ganzen Hubzeit nicht richtig ist, daß vielmehr eine wechselnde Geschwindigkeit im Hub der Schützen die besten Ergebnisse liefert. Dies soll bei den Hubtoren am Wesel-Datteln-Kanal dadurch ermöglicht werden, daß durch Einschaltung eines Leonard-Aggregates die Elektromotoren die Öffnung des Schützes nach einer ganz bestimmten Hubkurve bewirken. Diese Hubkurve läßt sich an Hand der Modellversuche schon jetzt bestimmen. Sollte sich später beim Betrieb eine Änderung der Hubkurve als zweckmäßig ergeben, so läßt sich das leicht durch Einbau einer entsprechenden Kurvenscheibe erreichen.

Auf Grund der Modellversuche wurden die Entwürfe für die Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals aufgestellt und sind auch so ausgeführt worden. Um völlige Sicherheit über die Bewährung der beabsichtigten Ausführungen zu bekommen, wurde an einem genau nach den Ausführungszeichnungen eingerichteten Schleusenmodell für die Schleuse Dorsten mit 9 m Gefälle eine Nachprüfung vorgenommen. Dabei wurden auch die beim Schleusen an einem in der Schleuse liegenden Schiff entstehenden Kräfte gemessen. Das Ergebnis ist, daß die gewählte Schützhebungszeit im Zusammenhang mit den Verteilungsplatten von günstigem Einfluß auf die auftretenden Kräfte und auf das Einlassen einer möglichst großen Wassermenge und damit einer möglichst kurzen Füllzeit ist, und daß Bedenken wegen des Einbaues der Schützöffnung in die Tore in bezug auf die ruhige und sichere Lage der Schiffe in der Schleusenkammer nicht mehr bestehen.

Bei den auf Grund der Modellversuche getroffenen Einrichtungen hängt die Füllzeit der Schleusenkammer nicht mehr von der Rücksicht auf die Wasserbewegung in der Schleusenkammer, sondern vornehmlich davon ab, wieviel Wasser ohne Schaden für die im Kanal liegenden Schiffe der oberen Haltung entzogen oder in der unteren Haltung abgelassen werden kann.

Die Versuche und ihre Auswertung sind im folgenden beschrieben.

Die Versuchseinrichtung.

Die Versuchseinrichtung war derart getroffen, daß ein Stück der Schleusenkammer in halber Breite im Maßstabe 1 : 15 — soweit notwendig mit durchsichtigen Glaswänden — aufgestellt wurde. Durch die Glasscheiben konnten alle Bewegungserscheinungen des Wassers leicht verfolgt und festgelegt und dadurch das Wesen der Wasserbewegung richtig erkannt werden.

In Abb. 1 ist das benutzte Gerinne dargestellt. Von den beiden Flügeln des Gerinnes war immer nur der eine im Betriebe, während in dem anderen das Modell umgebaut werden konnte. Diese von der Versuchsanstalt vorgeschlagene Anordnung hat zur schnellen Durchführung der Versuche erheblich beigetragen. Jedes Gerinne bestand aus zwei Teilen. Der obere Teil besaß beiderseits Glaswände. Der untere Teil war aus Holz. Das Gerinne hatte eine Breite von 400 mm, die der halben Schleusenbreite

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 55, S. 659; 1925, Heft 4, S. 36.

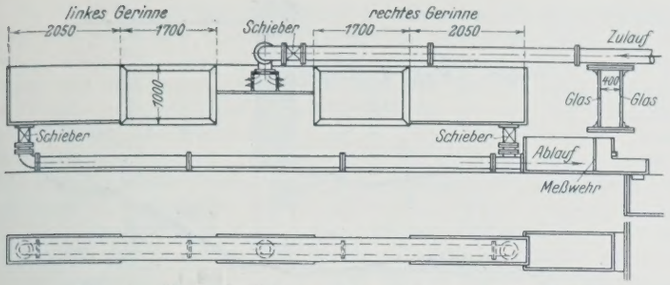


Abb. 1. Versuchsgerinne, Längsschnitt und Grundriß.

entsprach. Die Glastafeln trugen ein aus dünnen Drähten hergestelltes Koordinatennetz, mit dessen Hilfe die Stromfäden bequem und schnell im Bilde festgehalten werden konnten. Absperrschieber am Ein- und Auslauf sicherten den gleichmäßigen Zu- und Ablauf des Wassers. Die Wassermenge selber wurde am Auslauf durch einen Überfall gemessen. Die Modelle der zu untersuchenden Häupter waren am oberen Ende des Gerinnes eingebaut.

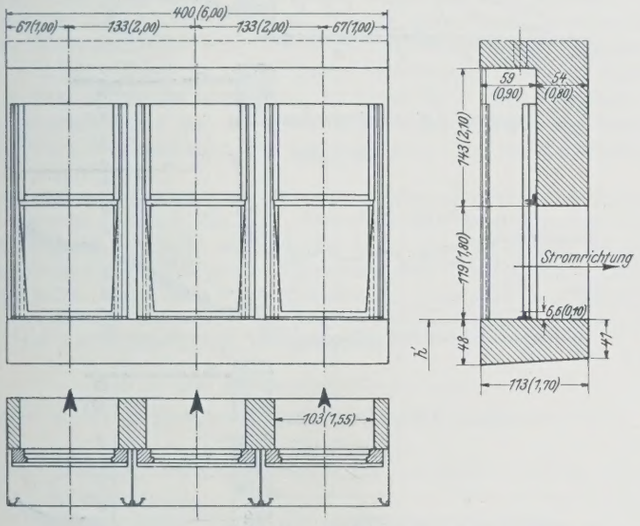


Abb. 2. Modelltor.
(Die eingeklammerten Maße sind die in m ausgedrückten Maße in Natur.)

Abb. 2 stellt den unteren Teil des Modelltores dar, dessen Körper aus Paraffin bestand. Die Schützen waren aus Rotguß. Sie liefen auf Rollen und konnten vom oberen Ende des Tores her bedient werden. Der Körper der Häupter bestand im Modell aus Beton, die Einbauten — der leichten Abänderbarkeit halber — aus Holz. Ein Paraffinschiff von 2200 mm Länge, 300 mm Breite und 70 mm Tiefgang diente dazu, die Wirkung der Wasserströmung auf Schiffe festzustellen. Auf die Natur umgerechnet, hätte das Schiff 33 m Länge, 4,5 m Breite und 1,05 m Tiefgang gehabt; es war also ein kleines Schiff.

Die im Modellversuch mit einer Pitotschen Röhre ermittelten Wassergeschwindigkeiten waren zur Übertragung in die Natur mit dem Faktor

$$\sqrt{15} = 3{,}873$$

zu multiplizieren, die am Überfall gemessenen Wassermengen — entsprechend der halben Breite des Modells — mit

$$\sqrt{15} \cdot 15^2 \cdot 2 = 1740.$$

In den dargestellten Wasserströmungsbildern sind sämtliche Maße und Werte so angegeben worden, wie sie in der Natur sein werden.

Den Versuchen lag eine zulässige Schleusungswassermenge von 40 m³/Sek. zugrunde, die in der Lage ist, in dem rd. 92 m² betragenden Kanalquerschnitt eine Wassergeschwindigkeit von rd. 43 cm/Sek. und in dem rd. 152 m² betragenden Querschnitt des Vorhafens eine solche von 26,5 cm/Sek. hervorzurufen. Die Versuche sind aber bis auf die doppelte Wassermenge, d. h. 80 m³/Sek., ausgedehnt worden.

Bei der Besprechung der Versuche soll zunächt von den Erscheinungen bei einem freien Auslaufe des Wassers aus den Schützöffnungen ohne Einbauten ausgegangen werden. Dann sollen auf Grund und an der Hand der Versuchsergebnisse die gefundenen Einrichtungen an den Häuptern besprochen werden — in den Unterhäuptern die Schleusenschwellen und an den Oberhäuptern die vor die Schützöffnungen gesetzten Verteilungsplatten, und zwar jedesmal zunächst die Grundlagen, dann die Versuchsergebnisse und zuletzt die bei der Formgebung zu beobachtenden Gesetzmäßigkeiten.

Die Versuche und ihre Auswertung.

A. Die freie Ausströmung.

Das Wesen des frei austretenden Wasserstromes wird am klarsten bei großen sekundlichen Wassermengen und bei niedrigem Unterwasser zum Ausdruck kommen, da sich dabei die stärksten Wirkungen ergeben müssen.

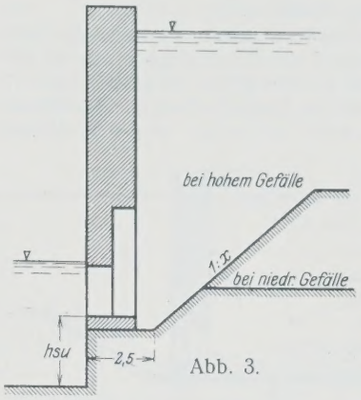


Abb. 3.

Die Versuche hierzu wurden bei einem niedrigen Schleusengefälle von 4 m und bei einem hohen von 8 bezw. 9 m durchgeführt. Die Verhältnisse in den Abfallböden und in den Vorböden zeigt Abb. 3. Unterhalb des Tores stand das Unterwasser mit einer Wassertiefe von 4,50 m. Der Höhenunterschied h_{su} zwischen der Sohle des Unterwassers und der Sohle des Durchlasses im Tore war verschieden, damit auch der Einfluß der Höhenlage des Schützes über die Sohle erkennbar wurde.

Zunächst ist einiges über diesen Höhenabstand h_{su} der Sohle des Durchlasses von der Sohle des Unterwassers zu sagen.

Bei allen Strömungsversuchen hat sich gezeigt, daß immer sehr viel Luft in das Wasser eingesogen wird, wenn die Kappe dieses Durchlasses wasserfrei zum Unterwasser liegt — von dem für Schleusen unzulässigen Fall eines freien Strahles durch die Luft gar nicht zu reden. — Das ganze im Modellbecken befindliche Wasser war in solchen Fällen oft völlig mit Luftblasen und Luftbläschen durchsetzt. Es machte fast immer einen schaumartigen Eindruck. Das Auftreten von Luft im Wasser ist nun bei offener Ausströmung — im Gegensatze zum geschlossenen Umlaufkanal — nicht so schädlich, wie es zuerst den Anschein haben mag; immerhin aber macht die Luft einen sehr unerfreulichen und für die Schiffer beunruhigenden Eindruck, wenn sie in großen Mengen auftritt. Es muß daher darauf gesehen werden, daß die Kappe des Durchlasses bei ausgehender Wasserströmung stets unter Wasser liegt. Der Durchlaß selbst ist 1,80 m hoch. Es ergibt sich daher zunächst eine vorläufig zulässige größte Höhe für h_{su} von $4{,}5 - 1{,}8 = 2{,}7$ m. Da bei dem Ausströmungsvorgange im Unterwasser eine Absenkung des Wasserspiegels vor der Schützöffnung und damit eine Freilegung der Kappe des Durchlasses eintritt, ist auch diese Höhe von h_{su} noch zu groß, wenn keine besonderen Einrichtungen getroffen werden, um das Zutreten von Luft zum Wasser zu verhüten. Welche Höhenlage der Kappe des Durchlasses unter den vorliegenden Verhältnissen gegeben werden muß, wird weiter unten festgelegt werden. Zur Klärung der in diesem Abschnitt gestellten Fragen soll vorläufig mit einer zulässigen Größe von h_{su} bis zu 3 m gerechnet werden.

In Abb. 4 bis 10 sind Strömungsbilder dargestellt, und zwar Abb. 4 u. 5 für das niedrige Gefälle und Abb. 6 bis 10 für das hohe Gefälle.

Das Strombild besteht aus zwei Abschnitten, die sich deutlich voneinander abheben. Im ersten Abschnitt, der dem Tore zuächst liegt, geht der Abfluß unter Wirbeln vor sich, im zweiten Abschnitt fließt das Wasser gleichgerichtet über die ganze Lotrechte nach unten ab. Die erste Strecke ist die Beruhigungsstrecke. (Sie ist im folgenden mit L bezeichnet.) Die Vorgänge innerhalb dieser Strecke interessieren uns hier fast ausschließlich.

Bei allen Bildern fällt zunächst das Ansteigen des Wasserspiegels nach Unterwasser zu auf der ganzen Länge dieser Strecke ins Auge, das durch die Umwandlung der kinetischen Energie des ausströmenden Wassers in potentielle hervorgerufen wird. Am Ende der Beruhigungsstrecke, wo der normale Wasserspiegel des Unterwassers erreicht ist, hat die Umwandlung ihr Ende erreicht.

Die innere Struktur der Beruhigungsstrecke zeigt aber ein durchweg verschiedenes Bild, und zwar je nach der Größe von h_{su} und je nach der Menge des ausfließenden Wassers. Im einzelnen betrachtet, ergibt sich dabei folgendes:

$$h_{su} = 0{,}4 \text{ bis } 1{,}0 \text{ m (Abb. 4, 6 u. 7).}$$

Bei beiden Gefällen zeigen sich dieselben Bilder. Der Wasserstrom legt sich nach dem Verlassen des Durchlasses im Tore an die Sohle an und läuft auf dieser mit einer je nach der vorhandenen Druckhöhe mehr oder weniger großen Geschwindigkeit entlang, wobei er sich allmählich nach UW zu über die Lotrechte verbreitert. Die obere Strahlbegrenzungslinie nach UW zu steigt dabei um etwa 5° ($\approx 1:12$) an. Der Strahl selbst wird durch eine große Wasserwalze überlagert, die an der Wasseroberfläche den bekannten torwärts gerichteten Wasserstrom ergibt. Dieser obere Wasserstrom ist am unterwasserseitigen Ende der Walze am stärksten, am oberen Ende herrschen Stauwasser oder Gegenwalzen. Am unteren Ende der Beruhigungsstrecke biegt der Wasserstrahl ziemlich scharf nach oben um

unter gleichzeitiger Verteilung über die ganze Lotrechte. Darauf fließt er mit einer in der ganzen Lotrechten gleichgerichteten und mehr oder weniger gleichmäßig verteilten Geschwindigkeit ab.

Der an der Sohle entlang laufende, am Ende der Beruhigungsstrecke aufsteigende Strom und die Deckwalze sind also das typische Bild für den Strömungsvorgang, wenn die Schützöffnung in unmittelbarer Nähe der Sohle liegt. Wir nennen diese Erscheinung „Sohlenstrom".

Auch bei Abb. 7, wo die Sohle des Schützkanals 1 m über der Sohle liegt, ist dasselbe der Fall. Die Länge L der Beruhigungsstrecke ist verschieden; sie ist am größten bei Abb. 4 u. 6 und am kleinsten bei Abb. 7. Im übrigen ergaben die Versuche, daß die Länge L mit steigender Wassermenge und steigender Wassertiefe wächst, mit kleiner werdender Wassermenge und mit kleiner werdender Wassertiefe fällt. Die Strömungsstärke der Deckwalze steigt mit der wachsenden Wassermenge und fällt mit der wachsenden Wassertiefe des Unterwassers.

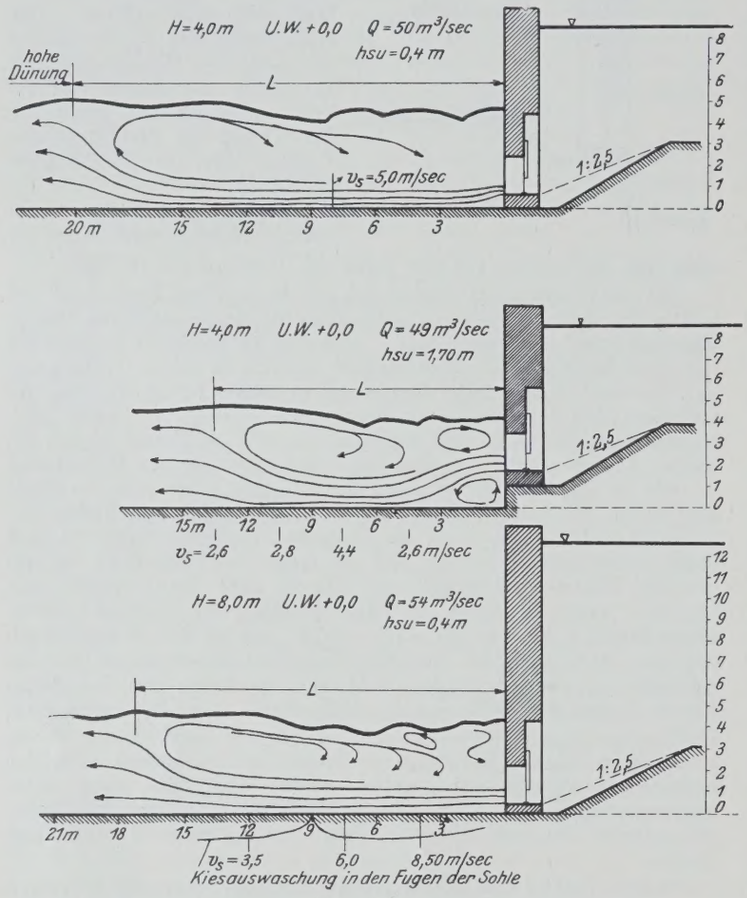


Abb. 4 bis 6.

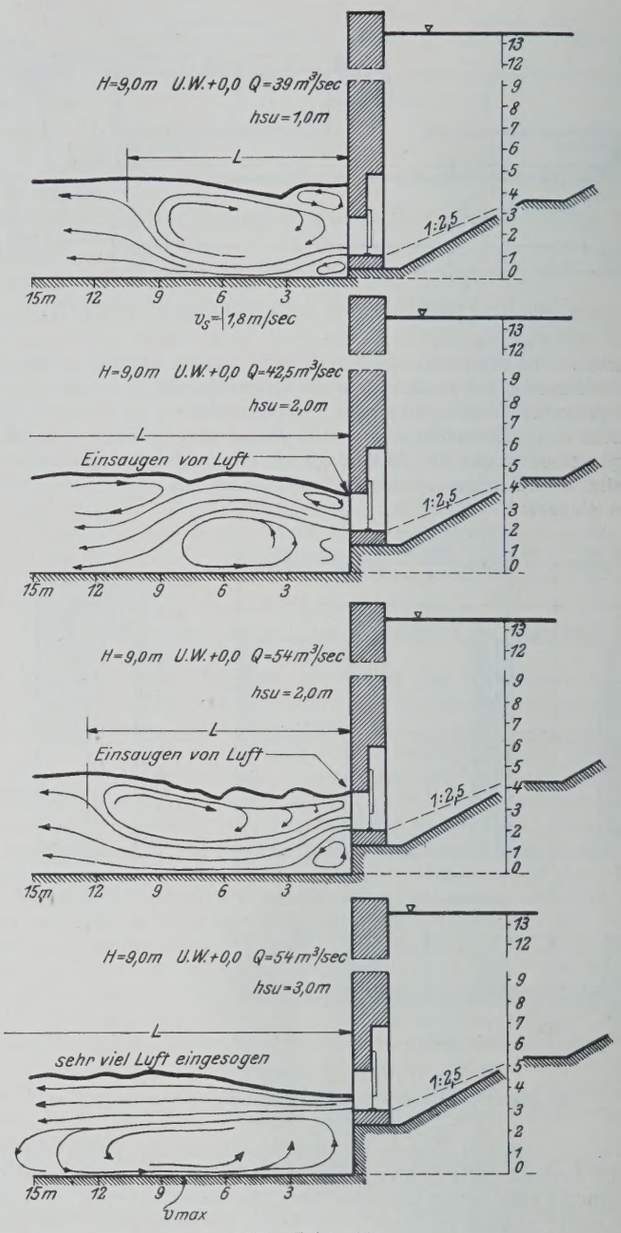


Abb. 7 bis 10.

Strömungsbilder bei freiem Ausfluß.

Die Sohlengeschwindigkeiten betrugen bei Abb. 6

bei einer Entfernung von 4,0 m vom Tor = 8,50 m/Sek.
" " " " 7,5 " " " = 6,00 "
" " " " 12,0 " " " = 3,50 "

Die Sohlengeschwindigkeiten nehmen danach verhältnismäßig schnell ab. Die für die Sohlenbefestigung gefährlichste Zone ist also ziemlich kurz.

$$h_{su} \approx 2 \text{ m (Abb. 5, 8 u. 9).}$$

Abb. 5 entspricht einem Schleusengefälle von 4 m, die beiden anderen Abbildungen einem solchen von 9 m. Bei beiden Gefällen legt sich der Wasserstrom bei sehr großem Q wieder an die Sohle an. Bei kleinerem, aber immer noch recht großem Q geschieht dies jedoch nicht mehr. Hier läuft der Strom — fern der Sohle — auf der Wasseroberfläche entlang unter gleichzeitiger Bildung einer Grundwalze. Die Bildung einer Deck- oder Grundwalze ist also bei $h_{su} \approx 2$ m abhängig von der Größe der ausfließenden Wassermenge. Hat der Wasserstrom eine geringe Kraft, dann bleibt er an der Oberfläche (Wassertiefe von 4,50 m vorausgesetzt!); hat er eine größere Kraft, dann löst er sich von der Wasseroberfläche los und schmiegt sich der Sohle an. Mittellagen nimmt der Strom aber nicht ein.

In den Fällen, wo die Deckenwalze auftritt, ist das Bild dasselbe wie oben bei kleinem h_{su}. Bei der Grundwalze liegen die Verhältnisse umgekehrt. Bei ihr tritt an der Wasseroberfläche kein torwärts gehender Strom auf; dafür geht der Strom am Ende der Beruhigungsstrecke nur nach unten. Wir nennen diese Erscheinung „Deckenstrom".

Die Länge L der Beruhigungsstrecke ist bei der Deckenwalze wesentlich kürzer als in den Fällen mit kleinem h_{su} und auch kürzer als bei dem Auftreten der Grundwalzen. Es ergibt sich das bemerkenswerte Bild, daß bei gleichbleibender Wassertiefe und bei größer werdender Wassermenge der Wert L zunächst wächst, und zwar bis zum Übergange von der Grundwalze zur Deckenwalze. In diesem Augenblicke tritt für L ein plötzlicher Abfall ein. Steigt dann aber Q weiter, so wird auch L wieder größer.

$$h_{su} = 3 \text{ m (Abb. 10).}$$

Bei diesem Bilde gelangt der Wasserstrom selbst bei großer Wassermenge und großem Schleusengefälle nicht mehr zur Sohle. Er geht statt dessen an der Oberfläche des Wassers entlang unter Bildung einer oder mehrerer Grundwalzen. Die Erscheinungen sind dieselben wie bei der oben beschriebenen Abb. 8. Die Länge L ist, wie nicht anders zu erwarten, größer als bei Abb. 8.

Aus den Abbildungen geht zunächst hervor, daß es bei einer Wassertiefe von 4,5 m je nach der Höhenlage der Schützöffnung und je nach der Menge des ausfließenden Wassers zwei grundverschiedene Strömungsbilder gibt, „Sohlenstrom" mit Deckenwalze einerseits und „Deckenstrom" mit Grundwalze anderseits, aber keine Zwischenlagen. Der erste Fall tritt ein bei geringen Höhen von h_{su} (0 bis 1 m) bei allen Wassermengen, bei größerem h_{su} bis 2 m nur noch bei großen Wassermengen. Der zweite Fall tritt bei kleinem h_{su} überhaupt nicht ein, bei $h_{su} = 2$ m bei kleinen Wassermengen bis 40 m³/Sek. und bei $h_{su} = 3$ m auch bei großen Wassermengen.

Die Form des Vorbodens oberhalb des Tores hat auf diese Vorgänge wenig oder gar keinen Einfluß. Es liegt zwar nahe anzunehmen, daß die geneigte Form des Vorbodens dem Wasser auf seinem Wege zur Schützöffnung eine nach unten gerichtete Komponente gibt, die beim Austreten des Strahles in irgend einer Weise zur Geltung kommen und zugunsten der Anlehnung des Wasserstrahles an die Sohle wirken müßte. Allein dies ist nicht der Fall, denn das Wasser tritt, wie die Bilder zeigen, in allen Fällen aus der Schützöffnung infolge der wagerechten Führung durch den Schützkanal in wagerechter oder in nahezu wagerechter Richtung heraus.

Das wechselnde Verhalten des Wasserstromes bei den mittleren Werten von h_{su} läßt sich an der Hand von Abb. 8 in folgender Weise erklären:

Ein schwacher Strom geht zunächst nur an der Oberfläche entlang unter Bildung einer Grundwalze, an deren Ende er sich über die Lotrechte verteilt. Wird der Strom stärker, so entsteht am unteren Ende der Grundwalze unter dem Einflusse des absteigenden Stromes eine Deckwalze. Bei einer weiteren Verstärkung der Wassermenge wird der ausgehende Strom mehr und mehr eine wagerechte Lage einnehmen. Die Grundwalze wird dadurch niedergedrückt. Die Deckwalze bekommt die Oberhand. Sie rückt schnell bis an die Auslaßöffnung heran und drückt vor sich her den ausgehenden Strom an die Sohle. Mittellagen können nicht entstehen, weil bei den in Frage kommenden Verhältnissen die Wassertiefe nicht für zwei ausgebildete übereinander liegende Walzen ausreicht.

Bei der Länge L der Beruhigungsstrecke ist ebenfalls zwischen den beiden Fällen der Decken- und Grundwalzen zu unterscheiden. Im ersteren Falle ist L proportional der ausfließenden Wassermenge Q und der Wassertiefe t, aber umgekehrt proportional der Höhe h_{su}. Eine Änderung des Schleusengefälles hat auf die Größe von L anscheinend wenig Einfluß. In den Fällen der Grundwalze ist L größer als vorhin und direkt proportional der Wassermenge Q.

Als Nebenergebnis erhielt man noch Aufschluß über die Ausbildung des Vorbodens oberhalb der Tore. Beim Abflußvorgang treten am Oberwasser Wirbelbewegungen mit lotrechter Achse auf. Bei steilen Vorboden erzeugen diese Wirbelbewegungen lufteinsaugende Trichter. Diese Trichter verschwinden, wenn der Vorboden überall unterhalb einer in der Neigung 1 : 2,5 gezogenen Linie liegt, die von der oberwasserseitigen Kante der Sohle des Tordurchlasses aus gezogen wird.

B. Die Beruhigungseinrichtungen.

a) Die Beruhigungseinrichtung an den Unterhäuptern. (Die Sohlschwelle.)

Am Unterhaupt herrscht gleichbleibender Unterwasserstand und schwankender Oberwasserstand.

Beim Wesel-Datteln-Kanal schließen sich an das Haupt nach UW zu (Abb. 11) beiderseits trichterförmig auseinandergehende Leitwerke an aus Betonmauerwerk oder eisernen Spundwänden. Das erste Schiff liegt mit seinem Bug etwa 70 bis 80 m vom Haupte entfernt.

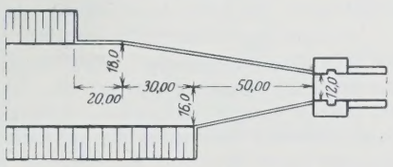


Abb. 11.

Es wird verlangt, daß der bei der Entleerung der Schleuse ausgehende Strom an der Sohle unterhalb des Hauptes keine Beschädigung verursacht. Sonst aber kann das Wasser in der Nähe des Tores so unruhig sein, wie es will, da es den — aus festem Material bestehenden — Seitenwänden nichts anhaben kann. Es muß nur dort, wo das erste Schiff liegt, eine ruhige Oberfläche und einen gleichmäßig nach UW zu gerichteten Strom haben.

Die Forderung, daß der Sohlenangriff des ausgehenden Stromes möglichst gering ist, läßt sich nach den Versuchen bei freier Ausströmung offenbar am einfachsten durch eine möglichst große Höhenlage der Schützöffnung über der Sohle erreichen. Allein dies hat — abgesehen von Schwierigkeiten bei der Torkonstruktion — zur Folge, daß die Beruhigungsstrecke des ausfließenden Wassers recht lang wird. Da die Schiffahrtöffnung beim Unterhaupt völlig freigehalten werden muß, kann dem Übelstande nur durch am Tore selbst befestigte Leit- und Verteilungsschaufeln entgegengetreten werden. Versuche zeigten aber, daß die Wirkung solcher Schaufeln recht unsicher ist. Ihre Wirkung wird um so unsicherer, je stärker der Strom wird. Der Weg ist daher nicht gangbar. Das Schütz muß notgedrungen tiefer gelegt werden. Man kommt dadurch in den Bereich des auf der Sohle entlanggehenden Stromes. Dieser ist aber wegen seiner großen Geschwindigkeit gerade der Sohle gefährlich. In erster Linie wirkt er saugend auf die Sohle. Zwischen den Fugen der Sohlensteine, die recht schwer sein müssen, saugt er alles erreichbare lose Material heraus, bis die Sohle — falls sie unsachgemäß gebaut ist — zusammenstürzt. Dieser Vorgang war im Modell sehr gut in allen Phasen zu beobachten.

Der Angriff auf die Sohle muß beseitigt werden. Dafür gibt es zwei Wege, und zwar einmal wieder die Einbauten am Tor (Leitschaufeln am Ende des Schützkanals) und das andere Mal Einbauten in der Sohle.

Versuche mit den Leitschaufeln am Tore hatten aber ebensowenig ein gutes Ergebnis wie oben, abgesehen davon, daß sich solche Leitschaufeln wohl nur schwer dauerhaft mit dem Tore in Verbindung bringen lassen werden. Es zeigte sich, daß Leitschaufeln nur dann einen Zweck haben, wenn die erste Schaufel schon an der Sohle des Tordurchlasses befestigt ist, damit sie auch den untersten Teil des ausgehenden Stromes fassen kann. Ferner müssen die Schaufeln recht lang und recht steil gestellt sein. Aber selbst dann bleibt die Wirkung noch recht unsicher. Sie wird um so unsicherer, je stärker der Strom wird; es sei denn, daß die Leitschaufeln sehr eng aneinandergestellt sind, dann aber verengen sie wieder den freien Querschnitt des Tordurchlasses, da die Schaufelkonstruktion selbst Fläche braucht.

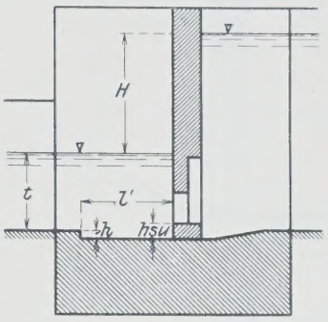


Abb. 12.

Es bleiben nur Einbauten in der Sohle übrig, die unterhalb der für die Schiffahrt frei zu haltenden Sohlentiefe liegen. Diese Einbauten müssen möglichst einfach sein, möglichst wenig Platz beanspruchen und in möglichster Nähe des Tores liegen, damit sie noch innerhalb des Hauptkörpers angebracht werden können. Um die Sohle des Hauptes nicht zu sehr zu schwächen, dürfen sie auch in lotrechter Hinsicht nicht zuviel Platz beanspruchen. Alle diese Bedingungen werden am einfachsten von einer Sohlschwelle am unterwasserseitigen Ende des Hauptes erfüllt (Abb. 12).

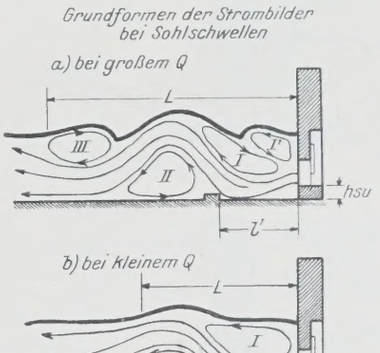


Abb. 13 u. 14.
Strömungsbilder bei der Sohlschwelle.

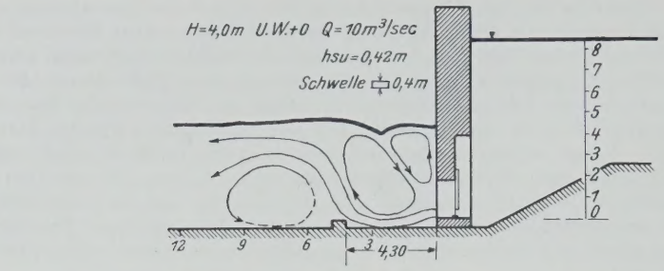
Abb. 13 u. 14 zeigen die grundsätzliche Wirkung der Sohlschwelle. Der auf der Sohle entlanggehende Strom wird durch die Sohlschwelle nach oben hin abgelenkt und darauf von der Wasseroberfläche zurückgeworfen. Unmittelbar unterhalb der Schwelle bildet sich eine Grundwalze (Walze II), unter deren Wirkung sich der Strom nach unterhalb über die Lotrechte verstreut, um danach als gleichmäßiger Strom nach UW zu abzufließen. Außerdem bilden sich noch drei weitere Walzen. Die Walzen I und I' oberhalb der Schwelle — mit entgegengesetztem Drehungssinne — und die Walze III unterhalb der Schwelle. Wie Abb. 14 zeigt, ist die Walze III bei schwachem Strome wenig oder gar nicht ausgebildet.

Hinter der Sohlschwelle hat der Angriff des Stromes auf die Sohle aufgehört. Unmittelbar hinter ihr herrscht im allgemeinen Stauwasser; weiter abwärts — bis zum Ende der Walze II — langsamer nach OW zu gehender Strom. Noch weiter unterhalb hat der Strom seine Kraft verloren. Der über der Schwelle hochgehende Strom wölbt die Wasseroberfläche mehr oder weniger stark empor. Auf der UW-Seite dieser Wölbung geht der Strom an der Oberfläche nach UW zu, auf der OW-Seite nach OW zu. Der Fuß der Wölbung wird durch den Schwall der Gegenwalzen überdeckt. Je nach der Größe der Wassermengen nimmt die Aufwölbung ziemlich beträchtliche Höhen an.

Das Gebiet der Hauptunruhe ist — je nach Wassermenge — 12 bis 18 m unterhalb des Tores zu Ende. Der Endpunkt der Hauptunruhe fällt ziemlich mit dem Endpunkte der Walze III bezw., wenn diese nicht vorhanden ist, mit dem Scheitel der Walze II zusammen. Unterhalb davon ist die Wasseroberfläche zwar noch bewegt (Dünung), aber nicht in allzu weiten Grenzen. Sie verflacht sich, je weiter sie nach UW kommt. An der Schiffsliegestelle ist die Wasseroberfläche völlig ruhig.

Das gesteckte Ziel ist erreicht. Unterhalb der Sohlschwelle wird kein Angriff auf die Sohle mehr verspürt. Die Kraft des ausströmenden Wassers verpufft unschädlich nach oben und tobt sich zwischen den festen Seitenwänden aus. Bis zur Sohlschwelle muß aber die Sohle sehr fest sein.

Eine Betrachtung der in Abb. 15 bis 23 dargestellten, am Modell aufgenommenen Strömungsbilder wird dies bestätigen. Die Abbildungen sind an zwei Schleusengefällen — 4 und 9 m — und gleichbleibendem Unterwasser (4,5 m über der Schwelle) aufgenommen worden. Bei den Versuchen waren die Seitenwände des Ablaufgerinnes parallel, statt auseinandergehend wie in der Natur. Die Wasserströmung wird in der Natur daher wohl noch etwas günstiger verlaufen als bei den Modellversuchen. Der Vorboden



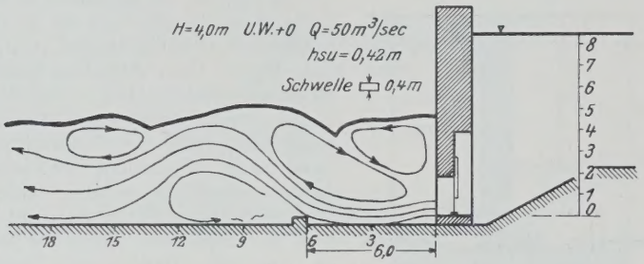
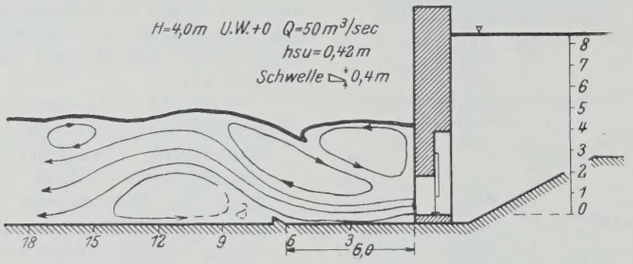
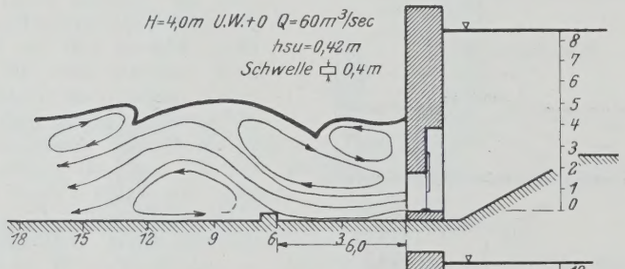
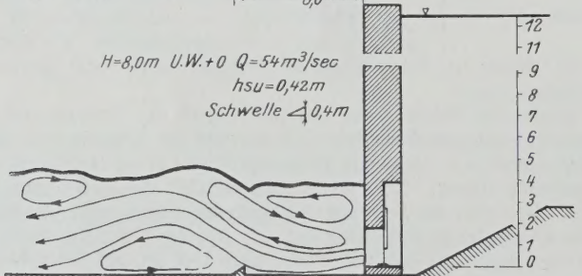


Abb. 15 u. 16.







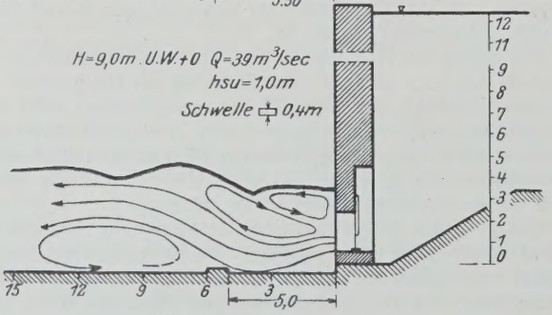
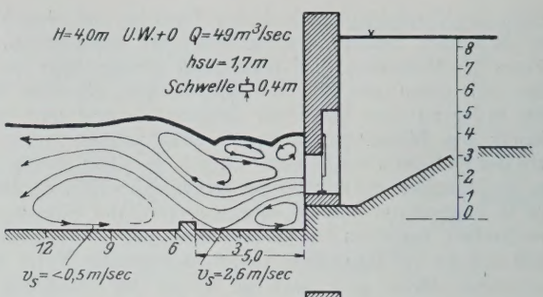
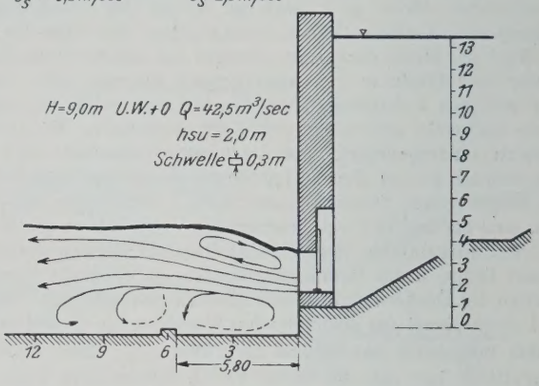


Abb. 17 bis 20.
Strömungsbilder bei der Sohlschwelle.

oberhalb des Tores war — wie bei den Versuchen ohne Einbauten — geneigt. In der Natur ist der Vorboden wagerecht. Diese Verschiedenheit hat aber wegen der Führung des Wasserstrahls in dem Tordurchlasse auf das Endergebnis keinen Einfluß.





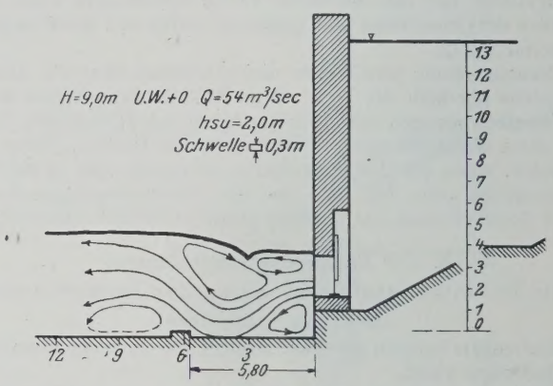


Abb. 21 bis 23.
Strömungsbilder bei der Sohlschwelle.

Bei der Betrachtung der Abbildungen ist der Vergleich mit den Parallelabbildungen der freien Ausströmung von großem Werte.

Zunächst das kleine Schleusengefälle von 4 m mit kleinem h_{su} (Abb. 15 bis 18). Alle Abbildungen zeigen deutlich die geschilderten Vorgänge. Bei kleinen Wassermengen ist die Walze III nicht mehr ausgebildet, bei großen dagegen recht stark. Unterhalb der Schwelle herrscht an der Sohle entweder Stauwasser oder schwacher rückgehender Strom. Der ausgehende Strom wird von der Schwelle völlig nach oben abgelenkt. Bei großen Wassermengen erreicht die Aufwölbung eine Höhe bis zu 2 m. Die Länge des Hauptunruhegebiets beträgt allgemein 10 bis 18 m.

Bei den nächsten Abbildungen (Abb. 19 bis 23) ist mit verschiedenen Gefällen und mit verschiedenen Höhen von h_{su} von 0,42 m bis 2,0 m gearbeitet worden, um den besonderen Einfluß des letzteren Maßes festzustellen. Die Strömungsabbildungen zeigen bis auf die vorletzte Abbildung alle wieder den beschriebenen typischen Verlauf. Bei der vorletzten Abbildung — h_{su} ist 2 m — tritt aber wieder die Erscheinung auf, daß bei hohem h_{su} nur ein großer Strom die Durchschlagskraft zur Sohle besitzt.

Ergebnisse der Versuche. Das Maß h_{su} ist von großem Einflusse. Je größer h_{su} ist, desto weniger hoch ist die Aufwölbung und desto weniger lang ist die unruhige Strecke. Die Schwelle verliert ihre Wirkung, sobald h_{su} ein bestimmtes Maß überschreitet. Dieses Maß ist verschieden je nach der Größe der auslaufenden Wassermenge. Bei einem Gefälle von 9,0 m und $h_{su} = 2{,}00$ m wird bei $Q = 42{,}5$ m³/Sek. keine Wirkung erzielt, während bei $Q = 54$ m³/Sek. die volle Wirkung wieder da ist. Je kleiner die Wassermenge, desto kleiner muß also auch h_{su} sein.

Es empfiehlt sich, das Maß h_{su} zur Erzielung einer sicheren Wirkung möglichst klein zu halten und lieber eine größere Aufwölbung in Kauf zu nehmen, zumal die festen Seitenwände diese Aufwölbung ohne weiteres gestatten.

Je größer der Abstand l' — der oberwasserseitigen Kante der Sohlschwelle vom Tor — ist, desto weiter verschiebt sich unter gleich-

zeitigem Flacherwerden der Scheitel der Aufwölbung nach Unterwasser zu, und desto sicherer wird die Wirkung der Schwelle (immer unter der Voraussetzung, daß h_{su} nicht zu groß ist). Umgekehrt liegen die Verhältnisse bei kleiner werdendem l'. Unterhalb einer gewissen Entfernung vom Tor, die etwa bei 3 bis 4 m liegt, hört der Einfluß der Sohlschwelle auf (bei Sohlschwellen, die etwa 30 bis 40 cm hoch sind), und zwar wird min l' um so größer, je größer Q ist. (Abb. 15 u. 16 bei $H = 4{,}00$.)

Als zweckmäßigstes Maß fand sich für l' bei allen Versuchen — ohne Rücksicht auf die Größe von h_{su} — das Maß von 5,5 bis 6 m. Durch dieses günstige Ergebnis wird es ermöglicht, die Sohlschwelle mit dem Haupte in feste Verbindung zu bringen und die feste Sohle des Hauptes voll auszunutzen.

Wassermenge und Schleusengefälle. Je größer Q ist, desto sicherer ist die Wirkung der Schwelle. Die Gefällhöhe H der Schleuse scheint von viel geringerem Einflusse zu sein. Sie äußerte sich bei den Versuchen nur in einer etwas größeren Länge der Hauptunruhestrecke. Bei den in Frage kommenden Wassermengen (bis zu 50 m³/Sek.) kommt es also offenbar weniger auf die Geschwindigkeit der ausfließenden Wassermengen an, als vielmehr auf die dem Wasser innewohnende lebendige Kraft.

Wellenhöhe und Länge der Unruhestrecke. Die Höhe der Aufwölbung und die Länge der Unruhestrecke liegen auf der gleichen Linie. Beide sind proportional der Wassermenge Q und umgekehrt proportional der Höhe h_{su}, der Länge l' und der Wassertiefe t des Unterwassers.

Die Form der Schwelle. Am zweckmäßigsten hat sich bei den Versuchen die einfache viereckige, 40 cm hohe Schwellenleiste gezeigt. Sie hat die beste und nachhaltigste Wirkung. Sie läßt sich auch am leichtesten, am einfachsten und am solidesten herstellen. Schwellen von halber Höhe bringen die Wirkung wohl auch noch hervor, aber nicht immer sicher. Höher als 40 cm braucht die Schwelle nicht zu sein. Es kommt nur darauf an, die untersten Fäden des Wasserstrahles zu treffen, deren Ablenkung allein genügt, um den ganzen Wasserstrahl nach oben zu werfen. Eine dreieckige Form der Schwelle mit der Schrägen nach UW zu hat dieselbe Wirkung wie die viereckige Schwelle. Steigt die Schräge nach UW zu, dann verschiebt sich der Scheitel der Aufwölbung nach UW zu. Die Aufwölbung wird dabei flacher und die Unruhestrecke länger. Die Rehbocksche Zahnschwelle hat ungefähr dieselbe Wirkung wie die dreieckförmige Schwelle mit der nach UW zu ansteigenden Schrägen.

Formgebung der Unterhäupter des Wesel-Datteln-Kanals. Die Sohlen der Unterhäupter der Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals wurden danach nach Abb. 24 ausgebildet. Die 40 cm hohe Schwelle deren Oberkante auf Drempelhöhe liegt, steht in fester Verbindung mit, dem Haupte. Der Schwellenvorboden ist in das Haupt eingetieft. Die Höhe h_{su} zwischen Vorboden und Unterkante des Durchlasses im Tore beträgt 1 m. Das Tor besitzt an der Sohle einen Anschlag nach unten zu. Die Sohle des Unterwasserkanals schließt bündig mit der Schwellenkappe ab. Der Unterwasserkanal wird auf 50 m Länge mit kleinen Sohlenprismen auf Rollkies abgedeckt.

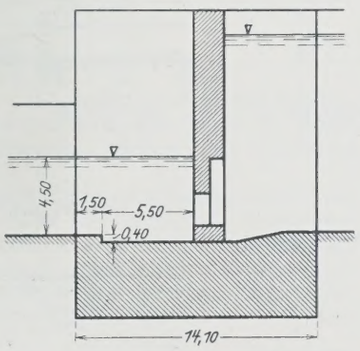


Abb. 24.

b) Die Beruhigungseinrichtung an den Oberhäuptern. (Die Verteilungsplatten.)

Am Oberhaupt muß eine Beruhigungseinrichtung die möglichst ruhige Lage eines Schiffes während des ganzen Schleusungsvorganges zum Ziele haben, und zwar schon in der nächsten Nähe des Obertors. Es muß also schon in der nächsten Nähe des Tores angestrebt werden, daß der Wasserstrom bei allen Wassermengen und bei allen Wassertiefen gleichgerichtet und über die ganze Lotrechte gleichmäßig verteilt nach UW zu abfließt, damit die Länge „L" der Unruhestrecke möglichst klein wird. Das bei der Umsetzung der kinetischen Energie des Wassers in potentielle Energie auftretende Gegengefälle muß möglichst klein sein. Zuletzt soll die Wasseroberfläche ein möglichst ruhiges Bild gewähren. Das Ziel ist, dies mit möglichst einfachen und groben Mitteln zu erreichen.

Um den vorhandenen Drempelabfall möglichst auszunutzen, muß ein möglichst kleines Tor angestrebt werden. Dies ergibt zwangläufig ein hohes h_{su}, was wieder den „Deckenstrom" herbeiführt.

Am Tor hinter dem Durchlaß angebrachte Ablenkschaufeln sind, wie bereits weiter oben geschildert, von geringem Werte. Auch ein hinter den Durchlaß gesetzter Grundlauf, wie ihn Abb. 25 zeigt, führt nicht zu dem erwünschten Ergebnis. Mit ihm wird nur die Umwandlung des freien Stromes zu einem an der Sohle entlanggehenden Strom erreicht, ohne die Kräfte des Stromes selbst zu brechen. Die große Länge der Beruhigungsstrecke bleibt und mit ihr der zum Tore zurückgehende Oberflächenstrom der Deckwalze.

Besser ist es, die Eigenschaften des frei aus der Öffnung herauskommenden Stromes selbst auszunutzen.

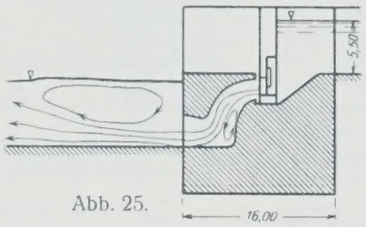


Abb. 25.

Setzt man vor die hoch gelegenen, aber nicht oder nur wenig aus dem Wasser herausragende Schützöffnung des Tores (s. weiter unten) eine einfache Platte, so ergeben sich die beiden Möglichkeiten, daß die Platte überströmt oder nicht überströmt wird.

Im letzteren Falle (Abb. 26) bildet sich zwischen Tor und Platte ein mit Aufstau verbundener Schwall, unter dessen Druck das Wasser unter der Platte ausströmt. Die Wirkung auf das Unterwasser ist die gleiche wie bei dem Grundlauf, nur daß die Austrittsgeschwindigkeit des Wassers unter der Platte kleiner ist als bei jenem. Es bildet sich wieder der Sohlenstrom mit der Deckwalze. Es ist nichts gewonnen.

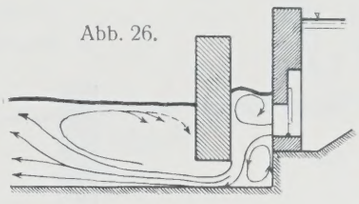


Abb. 26.

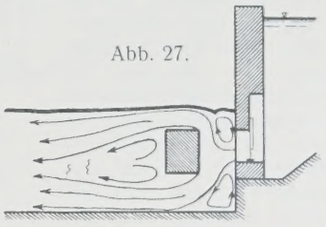


Abb. 27.

Anders aber bei der überströmten Platte (Abb. 27). Bei dieser teilt sich der auf die Platte auftreffende Wasserstrahl in zwei Teile. Der eine Teil geht unter der Platte durch, der andere Teil über die Platte hinweg zum Unterwasser. Beide Teilströme bekämpfen sich. Der Sohlenstrom sucht eine Deckwalze, der Deckenstrom eine Grundwalze zu bilden. Die Folge davon ist, daß sich die Walzen und damit die Länge der Beruhigungsstrecke erheblich abkürzen. Kurz hinter den Walzen ist die Verteilung der Wasserströme über die Lotrechte erreicht. Das beste Ergebnis wird erzielt, wenn beide Ströme einander die Wage halten, d. h. wenn im Wasser kein nach irgend einer Seite überwiegendes Drehmoment entsteht. Die Vernichtung dieses Drehmomentes ist also der Kernpunkt.

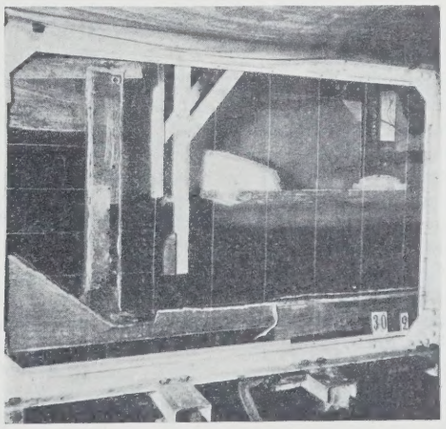


Abb. 28.

Es hat sich gezeigt, daß die überströmte Platte nur eine ziemlich eng begrenzte Höhe haben darf. Ist der der Platte zur Verfügung stehende Raum größer, so kann man zu der Platte mit sehr gutem Erfolge oben und unten noch weitere Platten hinzufügen, die durch weitere Teilung des Sohlen- bezw. des Deckenstromes die bisherige gute Wirkung noch verstärken. Die erste Platte heiße im folgenden: „Verteilungsplatte" oder, wo mehrere Platten vorkommen: „Hauptverteilungsplatte", die anderen: „Hilfsverteilungsplatten". Der ausgehende Wasserstrom wird jetzt auf eine größere Fläche verteilt. Die gegeneinander arbeitenden Wasserwalzen werden noch kleiner und damit auch die Länge der Unruhestrecke, die sich übrigens

nun nicht mehr in der Form äußert, wie wir sie bei dem freien Wasserstrom kennengelernt haben. Die gleichmäßige Verteilung dss Wasserstromes über die ganze Lotrechte ist jetzt das Kriterium für das Ende der Beruhigungsstrecke, nicht mehr das Ende der Deckwalze.

Mit einer solchen Einrichtung ließ sich bei den Versuchen in geringer Entfernung unterhalb der Verteilungsplatte eine gleichgerichtete und über die ganze Lotrechte hinweg gleichmäßig verteilte Strömung nach UW zu erreichen, die nahezu der theoretisch geforderten Geschwindigkeit $v = Q : F$ entsprach.

Das Modellschiff aus Paraffin lag dabei schon in unmittelbarer Nähe der Verteilungsplatte nahezu still, und zwar ohne durch eine Trosse festgehalten zu sein. Das nach dem Tor zu gehende unvermeidliche Potentialgefälle und der vom Tor kommende Oberflächenstrom wirkten einander entgegen. Ein mit etwas Kraft dem Tore zugetriebenes Schiff wurde von dem Oberflächenstrom wieder schleusenwärts getrieben.

Abb. 28 aus den Vorversuchen mit einer einfachen Verteilungsplatte veranschaulicht dies deutlich. Es handelt sich bei der Abbildung um eine Schleuse mit 4 m Gefälle, UW = + 0,5 m und Q = 30 m³/Sek. Das Schiff liegt völlig ruhig im Wasser, ohne angebunden zu sein!

Das Oberflächenbild des Wassers unterhalb der Verteilungsplatte ist ruhig. Nur zwischen Tor und Platte und über der Platte ist ein Wasserschwall sichtbar, der aber nur mit einer leichten, in geringer Entfernung laufenden Wellenbewegung in die Schleusenkammer hineinspielt.

Eine Betrachtung der Strömungsbilder Abb. 29 bis 40 wird dies näher erläutern. Die Abbildungen sind für drei Schleusengefälle von 3,6 und 9,0 m an den endgültig festgestellten Formen der Verteilungsplatten aufgenommen worden.

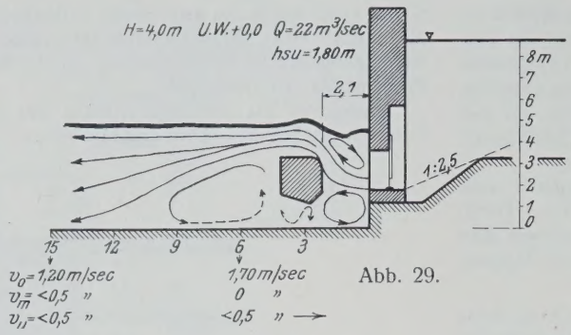


Abb. 29.

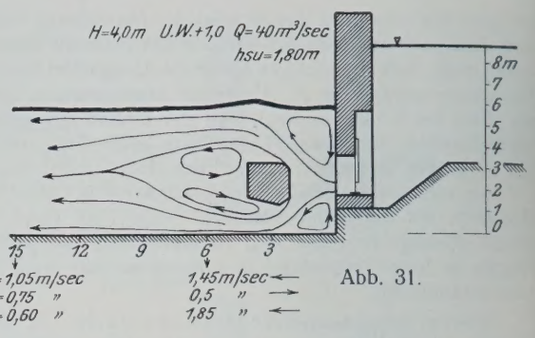


Abb. 31.

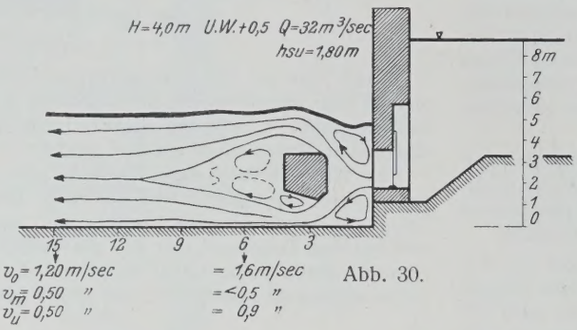


Abb. 30.

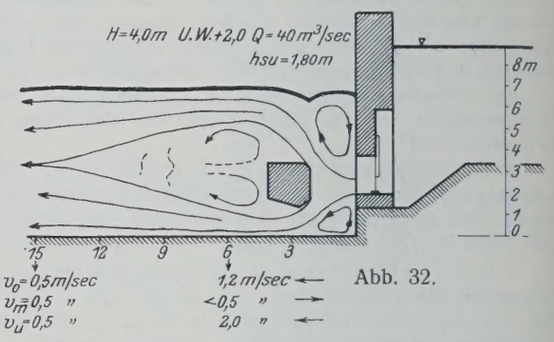


Abb. 32.

Strömungsbilder bei den Verteilungsplatten.

A. Einfache Verteilungsplatte (Schleuse Flaesheim).

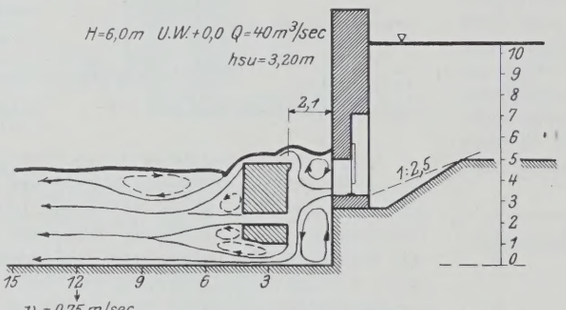


Abb. 33.

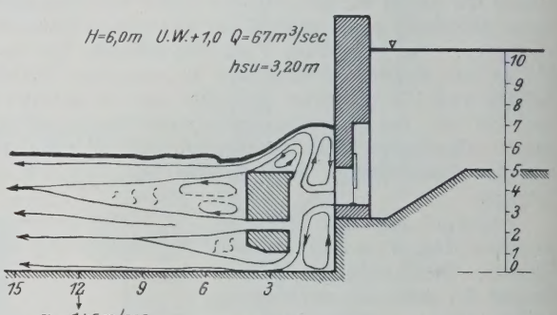


Abb. 35.

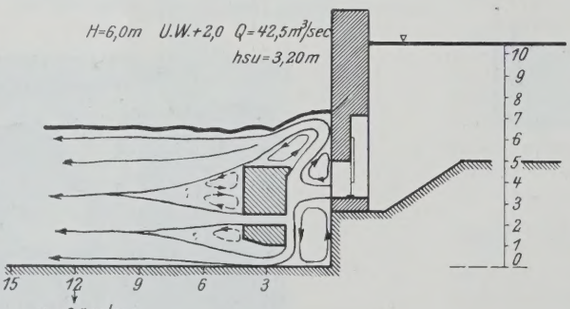


Abb. 34.

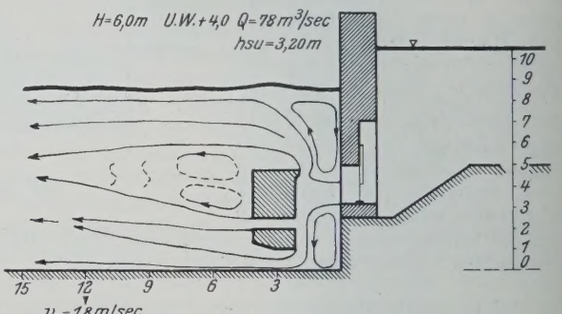


Abb. 36.

Strömungsbilder bei den Verteilungsplatten.

B. Hauptverteilungsplatte mit unterer Hilfsverteilungsplatte (Schleuse Hünxe).

Einfache Verteilungsplatte. Wenden wir uns zunächst der Schleuse mit 4 m Gefälle zu (Schleuse Flaesheim des Wesel-Datteln-Kanals, Abb. 29 bis 32). Eine solche Schleuse kann nur mit einer einfachen Verteilungsplatte ausgestattet werden, da die Drempelhöhe H' zu klein ist ($H' = 4{,}5 + 4 - 5{,}5 = 3$ m.) Vier Strombildaufnahmen für verschiedene Wassermengen und Schleusenfüllungen veranschaulichen die Teilung des auf die Verteilungsplatte auflaufenden Stromes und schildern das Werden und den Verlauf des oberen Stromes, der dem Potentialgefälle entgegenarbeitet. Bei Unterwasser + 0,00 m (in Zukunft „UW + 0,0“ bezeichnet) und $Q = 20$ m³/Sek. ist der Sohlenstrom nicht ausgebildet, da der schwache Strom nicht mehr die zum Anlehnen an die Sohle nötige Kraft besitzt. Bei stärkeren Wassermengen bilden sich jedoch beide Ströme voll aus. In verhältnismäßig kurzer Entfernung vom Tore vereinigen sie sich. In 9 bis 12 m vom Tore — das sind 3 bis 8 m unterhalb der Verteilungsplatte — herrscht über die ganze Lotrechte hinweg gleichmäßiger, nach Unterwasser zu gehender Strom von verhältnismäßig geringer Geschwindigkeit. Bei UW + 2,0 (Abb. 32) ist die geforderte theoretische Geschwindigkeit des Wassers

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{40}{12 \cdot 6{,}5} = 0{,}5 \text{ m/Sek.}$$

Die bei dem Modellversuche in 15 m Entfernung vom Tore (d. i. 11 m vom Drempel) gemessene Geschwindigkeit ist fast die gleiche. Das Modellschiff bleibt vor dem Drempel in jeder Lage ruhig liegen, ohne angebunden zu sein. Der über dem Drempel stehende Wasserschwall ist gering.

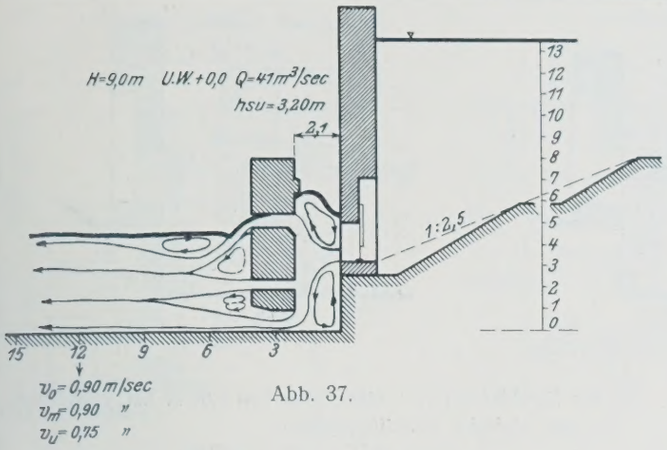


Abb. 37.

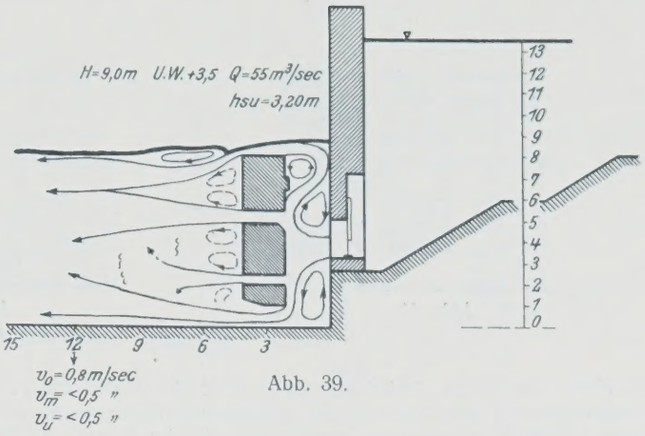


Abb. 39.

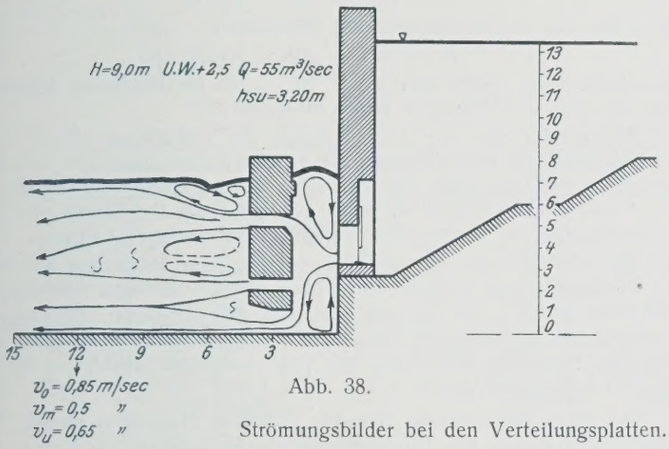


Abb. 38.

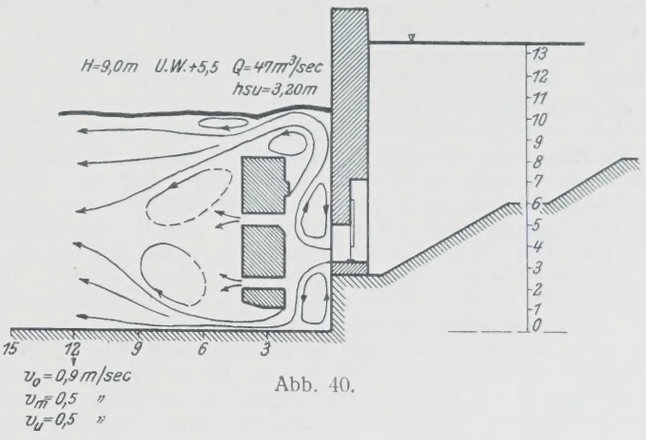


Abb. 40.

Strömungsbilder bei den Verteilungsplatten.

C. Hauptverteilungsplatte mit oberer und unterer Hilfsverteilungsplatte (Dorsten).

Als zulässige Wassermengen wurden gefunden:

bei UW + 0,0 ≈ 20 m³/Sek.
UW + 0,5 ≈ 30 „
UW + 1,0 ≈ 40 „

Hauptverteilungsplatte mit unterer Hilfsverteilungsplatte. Das Schleusengefälle von 6 m (Schleuse Hünxe, Abb. 33 bis 36) besitzt eine Drempelhöhe $H' = 4{,}5 + 6{,}0 - 5{,}5 = 5$ m. Dies gestattet den Einbau einer unteren Hilfsverteilungsplatte.

Bei UW + 0,0 und 40 m³/Sek. wird die Hauptverteilungsplatte überströmt. Der Oberstrom flutet mit einem kleinen kurzen Überfall über die Platte. Aus jeder der beiden unteren Öffnungen geht ein Strom nach Unterwasser hinaus. In rd. 12 m Entfernung vom Tor — d. s. 8 m unterhalb der Platten — herrscht gleichmäßiger und gleichgerichteter Strom nach Unterwasser zu mit einer Geschwindigkeit, die wieder dem theoretischen

$$v = \frac{Q}{F} = \frac{40}{4{,}5 \cdot 12} = 0{,}75 \text{ m/Sek.}$$

überall im Querschnitt recht nahe kommt. Bei UW + 2,0 und der gleichen Wassermenge wird das Strömungsbild noch gleichmäßiger. Schon auf fast 6 m Entfernung vom Tore ist der Strom gleichgerichtet über die ganze Lotrechte hinweg. Die Wirkung größerer Wassermengen zeigen die beiden folgenden Abbildungen. Auch bei ihnen findet man ziemlich das gleiche Bild wie oben. In allen Fällen liegt das Modellschiff ruhig. Ein Drang drempelwärts ist nirgends vorhanden. Bei UW + 4,0 und bei 78 m³/Sek. wird das Schiff nur langsam talwärts abgetrieben. Potentialgefälle und Gegenstrom sind also fast völlig ausgeglichen. Der Wasserschwall geht nie über den Drempel vor. Die Wellenbewegung in die Schleuse hinein ist von sehr geringen Ausmaßen. Schon bei UW + 0,00 kann mit der vollen für die Schleuse zulässigen Wassermenge geschleust werden. Selbst bei 75 m³/Sek. und UW + 0,0 bleibt ein Schiff noch ruhig vor dem Drempel liegen.

Hauptverteilungsplatte mit unterer und oberer Hilfsverteilungsplatte. Ein Schleusengefälle von 9 m mit einer Drempelhöhe von 8 m erlaubt auch den Einbau einer oberen Hilfsverteilungsplatte. (Schleuse Dorsten, Abb. 37 bis 40.)

Das Strömungsbild ist wieder in allen Fällen recht günstig. Bei UW. + 0,0 wird der Oberstrom durch einen kurzen, kleinen, das Schleusenwasser nicht beunruhigenden Überfall über die Hauptverteilungsplatte erzeugt. Die gute Wirkung der oberen Hilfsplatte tritt bei hohen Wasserständen in der Schleuse sehr deutlich zutage. Die gleichmäßige Verteilung des Wasserstromes über die Lotrechte ist noch etwas eher erreicht als im vorigen Beispiele. Die auf das Modellschiff ausgeübten Kräfte sind wieder recht klein. Die Wasseroberfläche macht in allen Fällen einen sehr ruhigen Eindruck. Schon bei UW + 0,0 lassen die Verteilungsplatten die Schleusung mit einer doppelt so großen Wassermenge zu, als sie für die Schleusen mit Rücksicht auf die obere Kanalhaltung zugelassen werden kann.

Alle Strömungsbilder bei den drei Plattenformen zeigen also übereinstimmend die starke Abkürzung der Beruhigungsstrecke „L". Die Länge „L" der Beruhigungsstrecke ist nach den Versuchsergebnissen proportional der Wassertiefe t und der sekundlichen Wassermenge Q und umgekehrt proportional der Höhe der Verteilungsplatten. In dem Divisor kommt die gute Wirkung der Verteilungsplatten und damit die Verteilung des Wassers deutlich zum Ausdruck. Man soll also die Verteilungsplatten möglichst hoch machen.

Regeln für die Formgebung der Verteilungsplatten. An Hand von Abb. 41 bis 43 können nur einige durch die Versuche gefundene Regeln für die Formgebung der Verteilungsplatten besprochen werden.

Die der Schützöffnung gegenüberliegende Wand ist, wie bereits gesagt, die Hauptverteilungsplatte. Die anderen Platten sind Hilfsplatten. Wesentlich ist, daß die Hauptplatte groß genug ist, um den austretenden Wasserstrahl voll zu brechen, der seinerseits in seiner Höhenlage durch die Höhenlage des Drempels und durch die Forderung festgelegt ist, daß beim Strömungsvorgang keine Luft in das Wasser eingesaugt werden darf. Der Wasserstrahl muß die Hauptplatte ziemlich zentral treffen, damit stets eine Zweiteilung des Wasserstromes auftritt — Oberstrom und Sohlenstrom. Über scharfe Ablaufkanten wird der Wasserstrahl ins Unterwasser geschickt. Die scharfen Ablaufkanten sind wesentlich, denn sie entziehen dem Wasserstrahl die Möglichkeit, sich an den Wänden der Platten anzusaugen. Der Strahl muß ins freie Wasser hinaus, um richtig arbeiten zu können.

Der Drempelabfall unter dem Schütz muß lotrecht sein.

Die günstigste Entfernung l' der Platte von der Unterwasserhaut des Tores beträgt 2,10 m. Wird l' kleiner, so verstärkt sich der Oberstrom die Geschwindigkeit v_o des Oberstromes wird größer, die Geschwindigkeit v_u des Sohlenstromes wird kleiner. Wird l' größer, dann verstärkt sich der Sohlenstrom, während der Oberstrom schwächer wird. Die brauchbaren Werte von l' liegen zwischen 1,6 und 2,35 m. Außerhalb dieser Grenze treten Störungen auf, die sich in mannigfaltiger Weise äußern können, bis zur Hervorrufung von großen, mehrere Meter hohen Schwingungen des ganzen Schleusenwassers.

Die zweckmäßigste Stärke d der Verteilungsplatten ist 2 m. Bei kleinerem d geht der Wasserstrom an den Ablaufkanten ziemlich steil

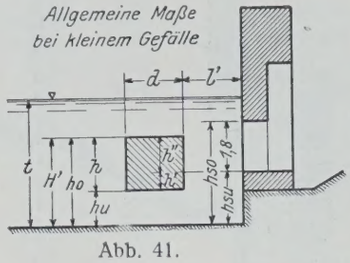


Abb. 41.

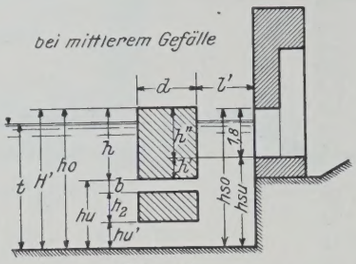


Abb. 42.

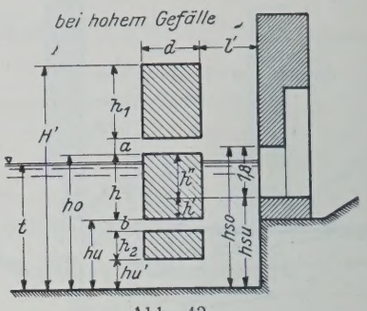


Abb. 43.

Abmessungen der Verteilungsplatten.

nach oben oder unten. Bei längerem d wirkt die Breite der Platten umbiegend auf den ablaufenden Strom, infolgedessen Anlehnungsbestreben an eine Leitwand, hervorgerufen durch kleine sich im Schutze der Wand bildende Walzen. Dies ist vorteilhaft, da hierdurch der nach Unterwasser zu abgelenkte Strom sich desto eher verbreitern kann. Die Breite d darf aber nur so weit getrieben werden, daß der Strom sich noch nicht anschmiegt. Das Maß von 2 m ist ungefähr das günstigste. 2 m sind auch aus statischen Gründen erwünscht, um den Verteilungsplatten zum Widerstande gegen den Wasserdruck eine genügende Festigkeit geben zu können.

Die Hauptverteilungsplatte muß so hoch sein, daß sie den auflaufenden Wasserstrahl in seiner vollen Breite brechen kann. Anderseits muß die Wand möglichst niedrig sein, damit die beiden geteilten Ströme vermöge ihrer zunehmenden Verbreiterung auf möglichst kurze Entfernung wieder zusammentreffen. Stets muß die Platte so liegen, daß sich tunlichst die beiden Ströme — stets aber der Oberstrom — bilden können. Damit rückt die Platte in eine bestimmte Beziehung zu der Durchlaßöffnung im Tore. Als Bezugslinie sei die Sohle dieses Durchlasses genommen. Der unter dieser Ordinate liegende Teil der Platte habe die Höhe h', der über ihr liegende Teil die Höhe h''. Es hat sich bei den Versuchen gezeigt, daß die Höhe h' eine bestimmte Mindestgröße haben muß, und zwar mindestens etwa 45 cm. Wird h' kleiner, so treten Schwingungserscheinungen in dem Wasser der Schleusenkammer auf, die mehrere Meter Höhe erreichen können. Die Ursache dieser Erscheinung ist in der Oszillation des Strahles zu suchen, die sich in folgender Weise auswirkt: Bei kleinem h' trifft der Strahl zu nahe an der unteren Kante der Verteilungsplatte auf. Der Strom pendelt nun immer etwas auf und nieder. Beim Niederpendeln geht ein Teil des Strahles ungebrochen unter der Platte hindurch. Der Sohlenstrom erhält damit ein Übergewicht. Im nächsten Augenblick pendelt der aus dem Durchlaß kommende Wasserstrahl aber etwas nach oben, so daß er nicht mehr frei unter der Platte hindurch kann. Der Sohlenstrom wird infolgedessen für einen Augenblick schwächer, um gleich darauf beim Abwärtspendeln des Strahls wieder stärker zu werden. Das Spiel wiederholt sich immer wieder von neuem. Das Wasser der Kammer erhält auf diese Weise dauernd Impulse. Zuletzt schwingt das ganze Wasser im Takt dieser Impulse. Solche Erscheinungen müssen natürlich unter allen Umständen vermieden werden, denn in einer Schleuse mit Schwingungen kann kein Schiff liegen. (Bei hohen, nicht überströmten Platten sind diese Erscheinungen am stärksten. Sie treten bei solchen Platten regelmäßig immer dann auf, wenn die Unterkante der Wand zwischen 0,4 m unter und 1,5 m über der Sohle des Tordurchlasses liegt.) Im übrigen scheint bei dieser unteren Grenze von h' die Menge des ausströmenden Wassers von Einfluß zu sein. Es wurde festgestellt, daß min h' um so größer sein muß, je kleiner Q ist, und umgekehrt.

Die Abwägung der beiden geteilten Wasserströme zueinander gibt für h' die obere Grenze. In der Größe von h' liegt somit ein bequemes Mittel, die Wasserströme und damit die Drehmomente gegeneinander abzuwägen, da größer werdendes h' den Sohlenstrom schwächt und den Oberstrom verstärkt, und umgekehrt.

Es hat sich gezeigt, daß die zweckmäßigste Größe von h' bei einer einfachen Verteilungsplatte bei rund 0,50 bis 0,60 m und bei den erweiterten Verteilungsplatten bei 0,75 m liegt.

Die Höhe h'' des über der Sohle des Schützkanals liegenden Teils der Hauptplatte beeinflußt das Bild der Strömung weniger stark. Sie muß so groß sein, daß der ausgehende Wasserstrom voll gebrochen wird. Der Wasserstrom darf nie ungebrochen über die Oberkante der Platte hinweggehen können. Um dies zu erreichen, braucht aber die Platte nicht bis zur Oberkante des Schützdurchlasses zu reichen. Es reicht aus, wenn ein genügend starker Teilstrahl nach oben gesandt wird, da dieser Strahl die oberen Wasserfäden abfängt und nach oben umlenkt.

Bei den bis auf eine größte Wassermenge von 70 bis 80 m³/Sek. ausgedehnten Versuchen fand sich als zulässige Mindesthöhe von h'': $h'' = {}^1/_2$ Höhe des Durchlasses im Tore $+ h'$.

Daraus ergibt sich die Mindesthöhe der ganzen Platte zu

$$h = h' + h'' = 2\,h' + {}^1/_2 \text{ Höhe des Durchlasses im Tore.}$$

Da der Durchlaß im Tore eine Höhe von 1,80 m hat, ergibt sich für eine einfache Verteilungsplatte

$$h = 2 \cdot 0{,}55 + 0{,}90 = 2{,}00 \text{ m}$$

für eine Verteilungsplatte mit Hilfsplatten

$$h = 2 \cdot 0{,}75 + 0{,}90 = 2{,}40 \text{ m}$$

als Mindesthöhe. Nach oben ist h'' nur durch die Forderung begrenzt, daß sich stets ein Oberstrom bilden muß.

Wir wenden uns nun der Höhenlage der Verteilungsplatte und der Schützöffnung über der Schleusensohle zu. Der Höhenunterschied zwischen der Sohle des Durchlasses im Tore und der Schleusensohle sei wieder „h_{su}“ und der Unterschied zwischen der Kappe des Durchlasses und der Schleusensohle „h_{so}“. h_{so} wird durch zwei Forderungen begrenzt. Einmal darf die Oberkante der Verteilungsplatte, deren Beziehung zur Sohle des Durchlasses nun festliegt, nicht über den Oberdrempel hinausragen. Außerdem darf h_{so} nur so groß sein, daß das Einsaugen von Luft bei Niedrigwasser mit Sicherheit vermieden wird. Auf der anderen Seite verlangt die Forderung, die Höhe des Tores möglichst niedrig zu halten, wieder ein möglichst großes h_{so}.

Bei einer Drempelhöhe von 3 m (Schleuse Flaesheim) erreicht h_{so} durch die Tiefenlage der Oberkante der Verteilungsplatte die Grenze des Luftzutrittes nicht. Die Sohle des Durchlasses liegt $h'' = 1{,}45$ m unter der 3 m über der Schleusensohle liegenden Oberkante der Verteilungsplatte. h_{su} ist also gleich:

$$h_{su} = 3{,}00 - 1{,}45 = 1{,}55 \text{ m}$$

und

$$h_{so} = 1{,}55 + 1{,}80 = 3{,}35 \text{ m}.$$

Bei größeren Schleusengefällen rücken die Werte für h_{so} und h_{su} nach oben, bis die Grenze des Lufteintritts in das Wasser erreicht ist. Diese Grenze liegt aber beim Vorhandensein von Verteilungsplatten höher als bisher. Es hat sich nämlich gezeigt, daß die Platten beim Beginn der Schleusung am Tor einen Schwall von 0,5 m Höhe erzeugen. Damit ergeben sich für h_{so} und h_{su} folgende obere Grenzwerte:

$$h_{so} = 4{,}5 + 0{,}5 = 5{,}00 \text{ m}$$

und

$$h_{su} = 5{,}0 - 1{,}8 = 3{,}20 \text{ m}.$$

Die Sohlenauslaßöffnung zwischen der unteren Verteilungsplatte und der Schleusensohle muß eine Höhe von etwa 1 m erhalten. Bei einfachen Platten ist sie noch etwas größer — etwa 1,30 m — erwünscht. Bei der Schleuse Flaesheim, bei der nur eine Drempelhöhe von 3 m zur Verfügung steht, wird diese Vergrößerung des Grundauslasses durch eine entsprechende örtliche Vertiefung der Sohle erreicht. Im übrigen bestehen nach oben hin keine Grenzen. Immerhin ist es aber erwünscht, bei allzu großen Öffnungen diese durch eingesetzte Hilfsplatten unterzuteilen.

Die Hilfsverteilungsplatten. Es empfiehlt sich in allen Fällen, die vorhandene Drempelhöhe für die Beruhigung des Wassers möglichst voll auszunutzen. Bei einer Drempelhöhe von 3 m läßt sich nur eine Verteilungsplatte einbauen. Bei 5 m Drempelhöhe ist es schon anders. Die Hauptplatte ist in ihrer Höhenlage festgelegt. Ihre Unterkante liegt auf

$$h_u = 3{,}20 - h'.$$

Da bei großen Drempelhöhen Platz genug vorhanden, ist h' zu 0,75 m einzusetzen. Dies ergibt einen freien Raum zwischen Schleusensohle und Unterkante der Hauptplatte von 2,45 m. Die zur weiteren Verteilung des Wassers einzuhängende Hilfsplatte erhält zweckmäßig eine Höhe von 1 m. Sie wird so zur Hauptplatte gelegt, daß zwischen beiden ein Kanal von 0,45 m lichter Öffnung entsteht. Die untere Auslauföffnung behält eine Höhe von 1 m.

Wird die Drempelhöhe noch größer, so kann man zunächst die Hauptplatte noch etwas erhöhen. Diese Erhöhung darf aber höchstens bis auf etwa 5,30 m über die Schleusensohle gehen. Erhöht sich der Drempel noch mehr, so ist zunächst an den Platten nichts zu ändern, bis eine

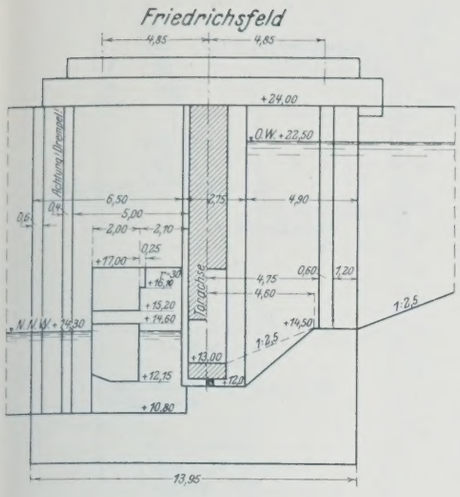


Abb. 44.

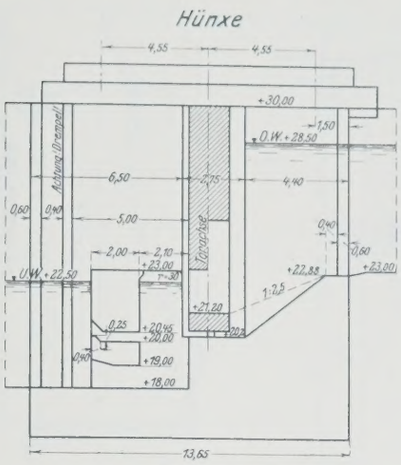


Abb. 45.

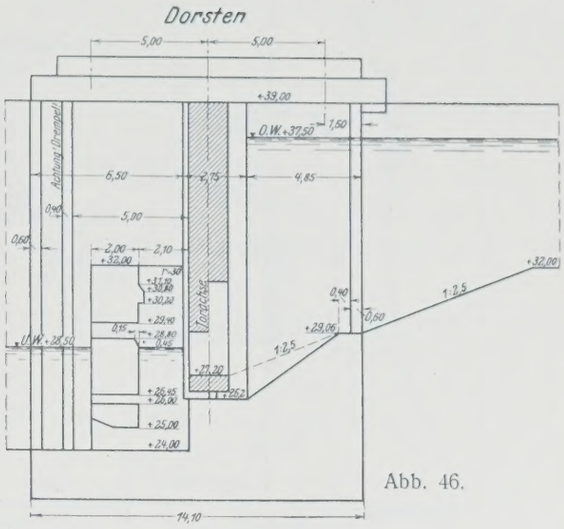


Abb. 46.

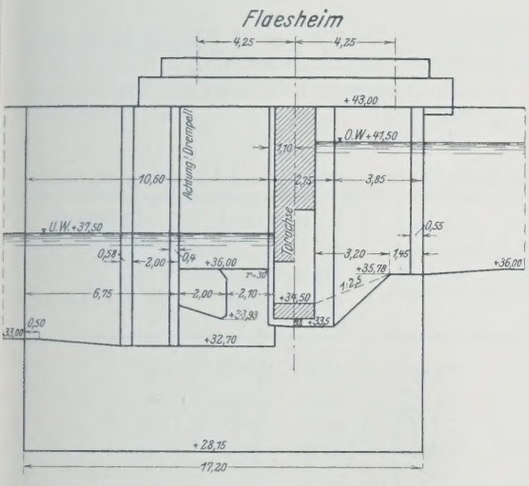


Abb. 47.

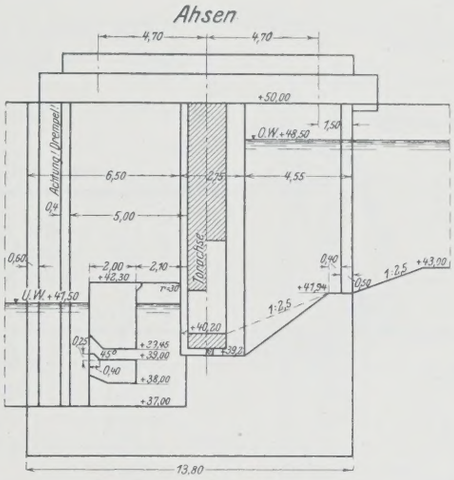


Abb. 48.

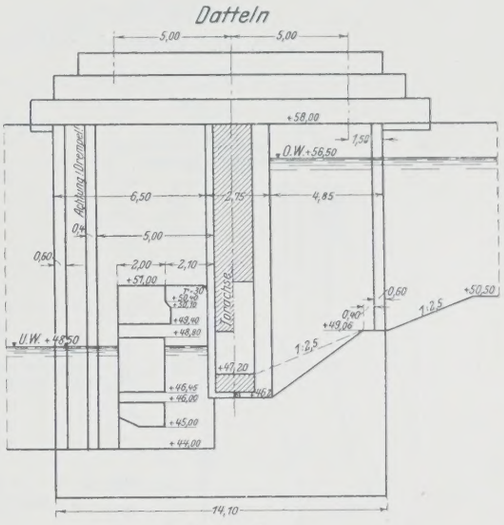


Abb. 49.

Abb. 44 bis 49. Hauptabmessungen der Oberhäupter der Schleusen am Wesel-Datteln-Kanal.

solche Höhe des Drempels erreicht ist, daß über der Hauptplatte, die nun die normale Höhe erhält, noch eine Hilfsplatte eingezogen werden kann. Der Kanal zwischen der Hauptplatte und der oberen Platte erhält eine lichte Höhe von 0,60 m. Die Höhe der oberen Hilfsplatte richtet sich nach der Höhe des Drempels. Die Mindesthöhe ist aus statischen Gründen (Auflast eines gesunkenen Schiffes) auf etwa 1,50 m anzunehmen. Bei größeren Höhen steht nichts im Wege, an die Hilfsplatte noch eine weitere Hilfsplatte anzusetzen, um die Wasserverteilung noch weiter zu treiben.

Weitere Ausbildungseinzelheiten. Das untere Ende der einfachen Platte bezw. der unteren Hilfsplatte wird zweckmäßig auf der UW-Seite etwas abgeschrägt, um den unten ausgehenden Wasserstrom möglichst schnell umzulenken. Ist die Platte nur einfach, so wird auch die obere torseitige Ecke der Platte auszurunden sein. Dasselbe empfiehlt sich auch bei der Hauptplatte einer dreiteiligen Platte, wenn die obere Hilfsplatte recht hoch ist.

Besitzt die Platte nur eine untere Hilfsplatte und ist sie selber höher als normal, so empfiehlt es sich, die unterwasserseitige Mündung des Zwischenkanals etwas nach oben abzulenken, damit besonders beim Beginn der Schleusenfüllung etwas mehr Strom nach oben geworfen wird zur Unterstützung des durch die Erhöhung der Hauptplatte abgeschwächten Oberstromes. Zugleich empfiehlt es sich dabei, oben an die Hauptplatte eine Leiste anzusetzen, die bei höheren Wasserständen den Oberstrom zum Tore wirft und dadurch besser führt.

Wenn die Höhe der oberen Hilfsplatte etwas groß wird, besteht bei größeren Wasserständen die Gefahr, daß der nach oben gehende Strom zwischen Platten und Tor hin und her pendelt. In diesem Falle wird zweckmäßig an die obere Platte eine Leiste angebracht, die den Wasserstrom zum Tore wirft und damit in festen Bahnen hält.

Formgebung der Oberhäupter der Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals. In Abb. 44 bis 49 sind die Verteilungsplatten sämtlicher Schleusen des Wesel-Datteln-Kanals dargestellt. Sie entsprechen alle den oben aufgestellten Regeln. Nur die Verteilungsplatten der Schleuse Friedrichsfeld, die im Gegensatze zu den übrigen nur eine obere Hilfsplatte besitzt, scheint ihnen zunächst nicht ganz zu folgen. Bei dieser Schleuse — der Mündungsschleuse des Kanals zum Rhein — besitzt das Unterwasser bei niedrigstem Rheinwasserstand nur eine Wassertiefe von 3,50 m. Die Kappe des Tordurchlasses mußte daher zur Vermeidung des Lufteintrittes in das Wasser um 1 m tiefer gelegt werden als bei den übrigen Schleusen, und damit auch die Hauptverteilungsplatte. Für die untere Hilfsplatte blieb daher kein Platz übrig. Die Platte der Schleuse Friedrichsfeld ist ein Beispiel dafür, wie auch bei geringen Tiefen des Unterwassers die Verteilungsplatte verwendet werden kann.

Der Wasserdruck auf die Verteilungsplatten. Um über die Größe des Wasserdruckes auf die Verteilungsplatten ein Bild zu erhalten, wurden im Modell der Schleuse Dorsten alle drei Platten an einer Wägeeinrichtung befestigt, mit deren Hilfe der Wasserströmungsdruck auf die Platten gemessen werden konnte. Es ergab sich, daß der ausgeübte Wasserdruck der Höhe des Schwalles entsprach, der zwischen Tor und Verteilungsplatte stand. Die daraufhin beobachtete Höhe dieses Schwalles betrug (bei einer Wassermenge von 80 m³/Sek.) im Höchstfalle etwa 3 m.

C. Der Füllungsvorgang der Schleusen.

Im Januar 1927 sind die Versuche an dem Modell einer ganzen Schleuse von der Versuchsanstalt fortgeführt worden mit der Absicht, das Zusammenwirken der Verteilungsplatten mit dem Füllungsvorgange zu erforschen. Für die Versuche diente das Modell der Schleuse Dorsten, die bei 9 m Gefälle einen Wasserinhalt von rd. 26 400 m³ besitzt. Der Modellmaßstab war 1:25. In der Schleuse lag 2 m (Maße in der Natur) unterhalb der dreiteiligen Verteilungsplatte und 0,5 m von der rechten Kammerwand entfernt ein Modellschiff von 55 m Länge, 8,5 m Breite und 2,0 m Tiefgang mit einer Wasserverdrängung von 800 t. Selbstschreiber notierten sämtliche Vorgänge — Schützhub, Trossenzug und die Wasserstandsbewegungen — in der Schleuse. Der Schützhub selbst wurde mittels der in Abb. 54 dargestellten Blechschablonen geregelt, die mit bestimmten Geschwindigkeiten unter der Schützzugeinrichtung durchgezogen wurden.

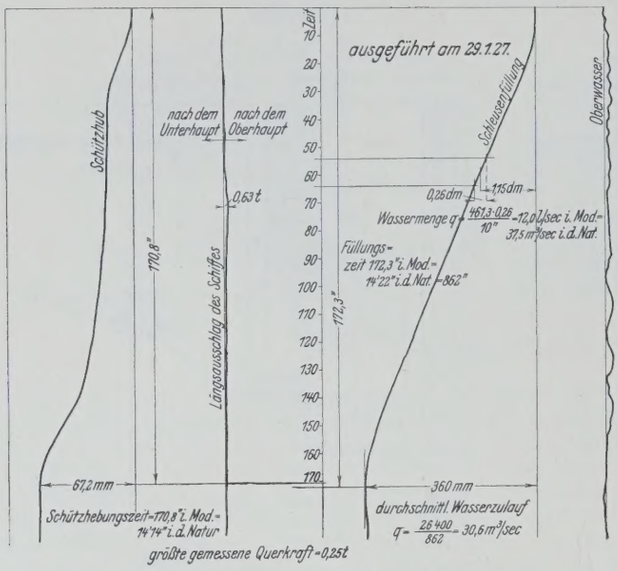


Abb. 50. Versuch 1, Schleuse Dorsten.

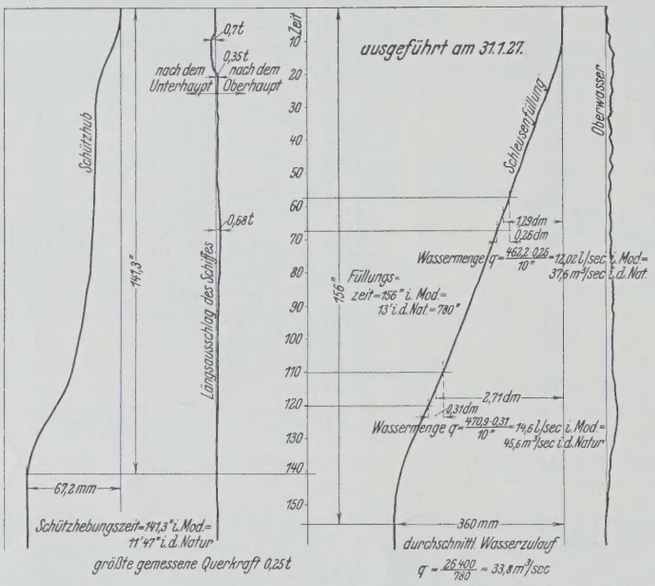


Abb. 51. Versuch 16, Schleuse Dorsten.

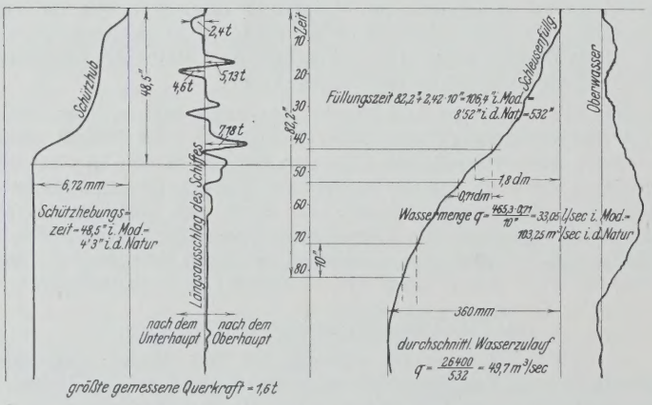


Abb. 53. Versuch 7, Schleuse Dorsten.

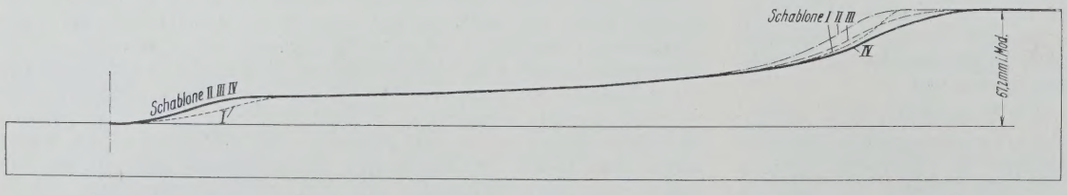


Abb. 54. Schleusenmodellversuch Dorsten. Schablonen für die Regelung des Schützhubes.

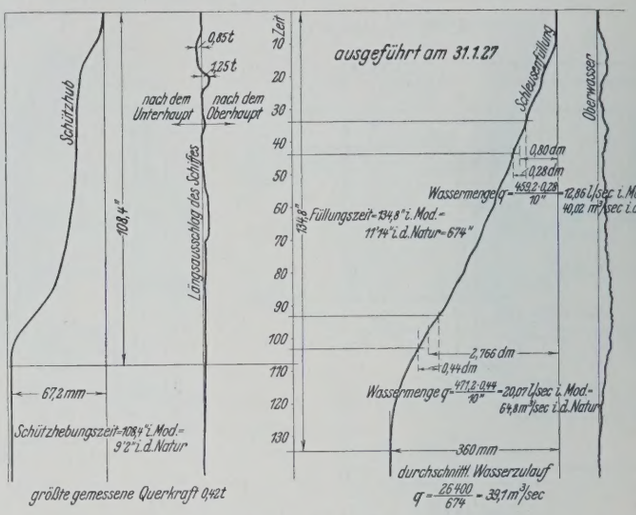


Abb. 52. Versuch 13, Schleuse Dorsten.

Das Ergebnis von vier solchen Versuchen ist in Abb. 50 bis 53 dargestellt. Die Darstellungen haben folgende Maßstäbe:

für den Trossenzug 1 cm = 2 t,
„ die Höhen 1 : 25,
„ die Zeit $1 : \sqrt{25}$.

In einer Tabelle zusammengestellt, zeigen diese Versuche folgendes:

Versuch Nr.	Abb.	Zeit des Schützhubes in der Natur	Zeit der Schleusenfüllung in der Natur	Wasserzulauf größter in m³/Sek. in der Natur	Wasserzulauf durchschnittlich in m³/Sek. in der Natur	Größter Trossenzug nach Oberhaupt hin in t in der Natur	Größter Trossenzug nach Unterhaupt hin in t in der Natur
1	2	3	4	5	6	7	8
1	50	14'14"	14'22"	37,5	30,6	0,63	—
16	51	11'47"	13'—"	45,6	33,8	0,68	0,70
13	52	9'2"	11'14"	64,8	39,1	1,25	0,85
7	53	4'3"	8'52"	103,25	49,7	7,18	4,60

Die Abbildungen, besonders Abb. 53 (Versuch Nr. 7), lassen die von den in der Schleusenkammer hin und zurück laufenden Füllungswellen hervorgerufenen Trossenkräfte und ihre Abhängigkeit von der Geschwindigkeit des Schützhubes bezw. von der mittleren Zulaufwassermenge erkennen. In welchem Maße hierbei die Verteilungsplatten dämpfend eingewirkt haben, zeigt ein Vergleich mit den in Abb. 55 dargestellten Ergebnissen der im Jahre 1911 ausgeführten Modellversuche

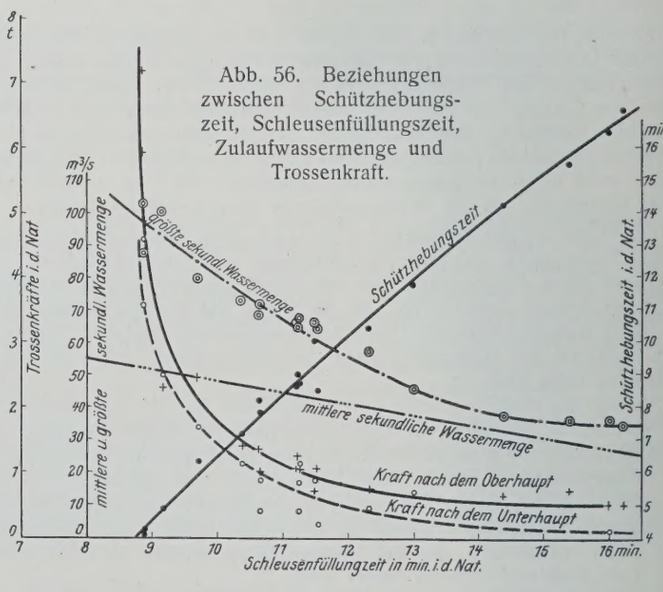
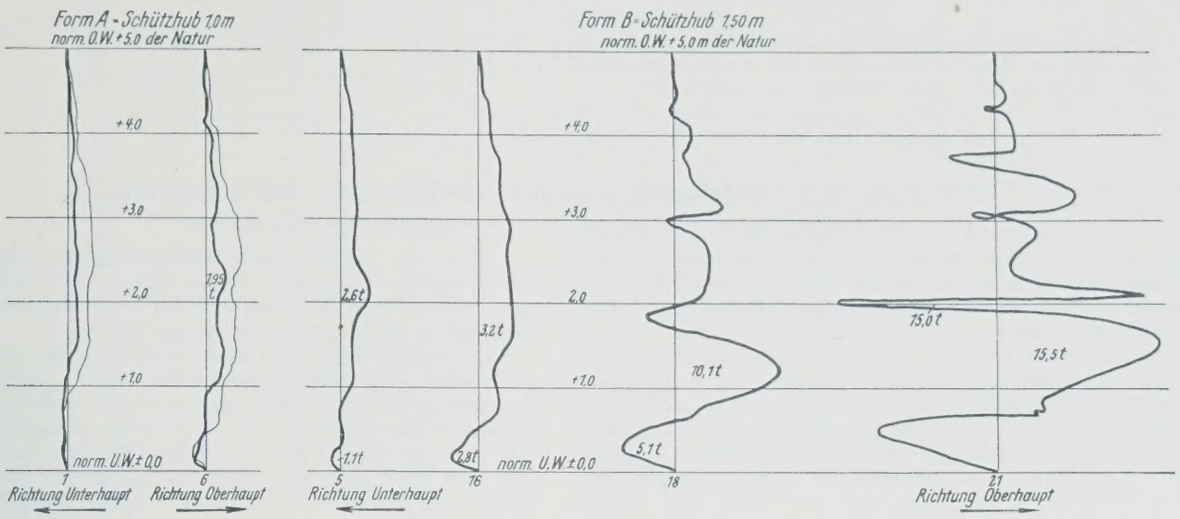


Abb. 56. Beziehungen zwischen Schützhebungszeit, Schleusenfüllungszeit, Zulaufwassermenge und Trossenkraft.

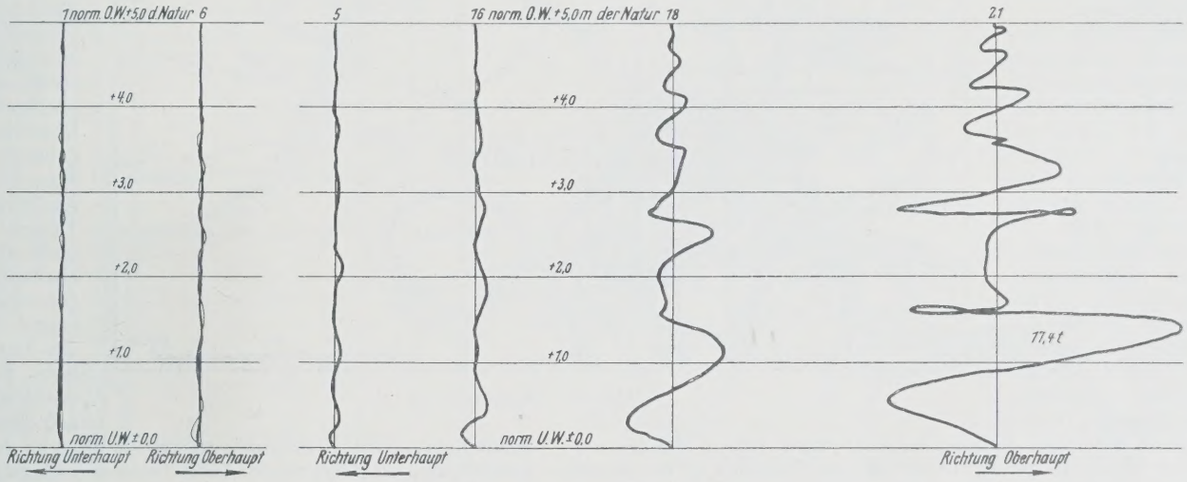
Schiff am Oberhaupt.



Darstellung der Zeitdauer der Ventilhebung und der Schleusenfüllung.

Schleusenfüllungszeit in der Natur	6′ 45″	5′ 59″	6′ 30″	5′ 6,5″	4′ 42″	4′ 28,5″
Schützhubzeit in der Natur	4′ 37,5″	2′ 45″	6′ 13″	2′ 40,5″	1′ 16,5″	0′ 30″

Schiff am Unterhaupt.



Durchschnittl. Wasserzulauf in der Natur .	21,5 m³/Sek.	24,3 m³/Sek.	22,3 m³/Sek.	28,4 m³/Sek.	30,8 m³/Sek.	32,4 m³/Sek.

Abb. 55. Rhein-Herne-Kanal. Modellversuche über die Lage der Schiffe bei verschiedenen Öffnungsgeschwindigkeiten der Ventile. Ausgeführt 1910 bis 1911. Die Schiffe sind Normalschiffe von 65 m Länge, 8 m Breite und 2 m Tiefgang.

für eine Schleuse des Rhein-Herne-Kanals von 5 m Gefälle und 8700 m³ Wasserinhalt. Bei diesen Schleusen läuft das Wasser durch Grundläufe ebenfalls frontal in die Schleuse. Ein Blick auf die Abbildung zeigt, daß die Trossenkräfte bei den gleichen Zulaufmengen ganz unverhältnismäßig größer sind als bei den neuen Schleusen mit Verteilungsplatten.

Zum Schluß seien noch in Abb. 56 die Beziehungen zwischen Schützhebungszeit, Schleusenfüllungszeit, durchschnittlicher und größter sekundlichen Zulaufwassermenge und Trossenkräften längs und quer dargestellt. Nach den Erfahrungen der Versuchsanstalt sind Trossenkräfte bis zu $\frac{1}{650}$ bis $\frac{1}{750}$ der Verdrängung zulässig, d. s. bei einem Schiffe von 800 t Verdrängung etwa 1,1 bis 1,2 t. Nach den Beziehungen als auch nach dem Versuch Nr. 13 (Abb. 52) treten solche Kräfte erst bei einem durchschnittlichen Wasserzulauf von rd. 39 m³/Sek. bezw. bei einem größten Zulauf von rd. 65 m³/Sek. auf. Der letztere Wert ist das $1^1/_2$fache des für den Kanal (obere Haltung) zulässigen Wertes. Die mit Verteilungsplatten ausgerüsteten Schleusen besitzen also, verbunden mit einer kurvenmäßigen Steuerung des Schützhebungsvorganges, eine größere Leistungsfähigkeit, als sie von ihnen gefordert wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Ein Plan zur Untertunnelung des Strelasundes bei Stralsund.

Von Dr.-Ing. **Meyer**, Reichsbahnrat bei der Reichsbahndirektion Hannover.

Die störende und zeitraubende Ungenauigkeit sowie die geringe Reisegeschwindigkeit des Fährbetriebes in der durchgehenden Verbindung Saßnitz—Trälleborg tritt wegen des zweimaligen Fährbetriebes bei ungünstiger Witterung doppelt in Erscheinung, weshalb schon oft ein Ersatz des zeitraubenden Fährbetriebes für das kurze Stück über den Strelasund geprüft worden ist.

Die Frage, ob zur Überquerung des Strelasundes eine Tunnelverbindung oder Brückenkonstruktion, unter Benutzung der Insel Dänholm als Zwischenpfeiler, ausgeführt werden sollte, ist lange Zeit offen gewesen, bis man sich vor Kriegsanfang für eine Brückenkonstruktion entschieden hatte. Die Brückenausführung ist durch den Ausbruch des Krieges bis jetzt unterblieben. Eine genaue Vergleichsberechnung von Tunnel und Brücke ist in diesem Falle deswegen schwer durchführbar, weil die Brückenausführung einen großen betrieblichen Nachteil in sich schließt.

Die Brücke sollte nämlich, zwecks erheblicher Kostenersparnis der ganzen Eisenkonstruktion, die Insel Dänholm als Zwischenpfeiler benutzen, wobei der Bahnhof Stralsund als Kopfbahnhof in seiner jetzigen Form bestehen blieb.

Daß die Leistungsfähigkeit eines Kopfbahnhofes mit erheblichem Durchgangsverkehr, wie ihn der Durchgangsverkehr Berlin—Stralsund—Saßnitz—Trälleborg darstellt, gegenüber einem gleich großen Durchgangsbahnhof bedeutend zurücksteht, liegt außer jedem Zweifel.

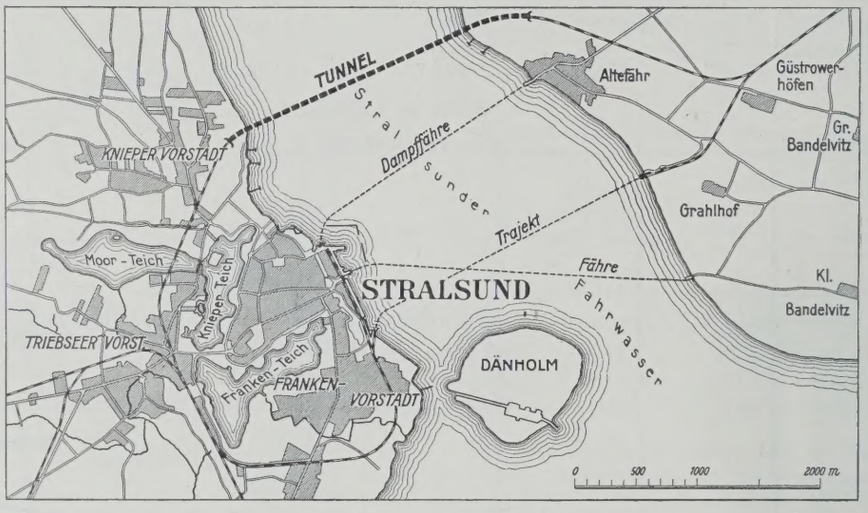


Abb. 1. Lageplan.

Mit der Verkehrssteigerung wächst auch die Forderung an die schnelle Abfertigung der Züge in den Bahnhöfen. Außer in einer guten Weichenverbindung liegt eine wesentliche Grundlage darin, daß die bestehenden Kopfbahnhöfe, die den Durchgangsverkehr unnötig stören, zu Durchgangsbahnhöfen umgebaut werden. Bei der gewählten Tunnelausführung und Trasse der Tunnelstrecke läßt sich der Bahnhof Stralsund verhältnismäßig einfach und günstig an der jetzigen Stelle als Durchgangsbahnhof ausgestalten.

Da der Untergrund des Strelasundes aus verschiedenen geologischen Bodenarten besteht, eignet sich dieser Entwurf gut, um die gemeinsame Verwendbarkeit der verschiedenen möglichen Verfahren zu erläutern.

Die Umgebung von Stralsund hat lehmigen, mit Sandadern durchsetzten Untergrund. An den tieferen Stellen befinden sich ausgedehnte, kaum zu umgehende Torflager, die bis zur Ordinate —4 hinabreichen. Der Untergrund des Strelasundes besteht aus festgelagertem Lehm, an den Ufern der Insel Rügen findet sich Kreide, die in einer Neigung von 1 : 50 sich nach Nordwesten hin senkt und dann unter einem Winkel von 45° bis zu einer Tiefe von 80 m unter den Wasserspiegel abfällt. Der Untergrund der Insel Rügen besteht aus Kreide, die mit einer 1 bis 4 m starken Erdschicht überlagert ist.

Um nicht gezwungen zu sein, die Erhebungen und Vertiefungen des Untergrundes bei der Trassierung berücksichtigen zu müssen, indem man sich der geologischen Schichtengliederung anpaßt, wie es ein stollenartig bergmännischer Vortrieb notwendig macht, ist es zweckmäßig, verschiedene Verfahren gemeinsam zu verwenden.

Die hierbei sich ergebenden Vorteile liegen auf verschiedenen Gebieten. Es ist dadurch möglich, die für die Betriebsführung wirtschaftlichste Trasse zu wählen, ohne gezwungen zu sein, tote Steigerungen einzulegen, die der tiefer liegende stollenmäßige Vortrieb unbedingt verlangt hätte. Die Bauzeit wird abgekürzt, da man durch Schaffung von möglichst vielen Baustellen den Arbeitsfortgang fördern kann.

Durch die Abkürzung der Bauzeit wird eine schnellere Verzinsung des Anlagekapitals erreicht. Ferner bieten die bewährten Hilfsverfahren eine größere Sicherheit gegenüber der bergmännischen Ausführung und sind auch in wirtschaftlicher Beziehung überlegen.

Linienführung der Tunnelstrecke. Da der Untergrund des Strelasundes aus festgelagertem Lehm besteht, stehen der technischen Ausführung des Tunnels mittels geeigneter Hilfsverfahren keine besonderen Schwierigkeiten entgegen. Für die Schiffahrt genügt das Freihalten einer 400 m breiten und bei MW 7 m tiefen Fahrrinne. Rechnet man den Abstand der Konstruktionsoberkante des Tunnels bis zur Sohlenunterkante mit 8 m, so könnte der Tunnel eine Tiefenlage unter MW von $7 + 2 + 8 = 17$ m erhalten. Wie aus Abb. 1 ersichtlich, lassen die Wassertiefen des Strelasundes diese Ausführungsmöglichkeit zu, wenn in den tieferen Kolken Pfahlrostgründung verwendet. Die eigentliche Tunnelkonstruktion kann dann außerdem noch 2 m Überschüttung über der Tunneloberkante erhalten, die in einer Neigung von 1 : 3 abgeböscht wird, wie in Abb. 10 dargestellt. Der Ausführung des ganzen Tunnels mittels Schildvortriebs stehen verschiedene Nachteile gegenüber der gewählten Ausführung entgegen. Die Beschaffenheit des Untergrundes für die ganze Linienführung ist zu verschieden, um einen gefahrlosen Schildvortrieb zu rechtfertigen. Der Untergrund an der Stralsunder Seite ist zu wenig gleichmäßig, um einen ungehinderten Schildvortrieb zu gewährleisten, auch für den Vortrieb in der Kreide der Insel Rügen kommt der Schildvortrieb nicht in erster Linie in Betracht.

Besonders aber würde das untermeerische Stück wegen der nicht zu umgehenden Kolke eine viel größere Tiefenlage gegenüber der gewählten Ausführungsart erfordern. Der tiefste Punkt der Tunnellinie müßte um die Profilhöhe des Tunnels + notwendiger Überlagerung beim Schildvortrieb, also mindestens um $8 + 5 =$ rd. 13 m tiefer liegen.

Um die erforderliche Tiefenlage des Tunnels zu erreichen, sind Rampentunnel notwendig, bei denen die Steigung möglichst niedrig zu halten ist, damit die Betriebskosten einen Mindestwert ergeben. Als stärkste Steigung für die Rampentunnel kann 1:100 unbedenklich angewendet werden. Die Trasse hat, wie aus Abb. 1 ersichtlich, bis zum tiefsten Punkte des Tunnels ein Gefälle von rd. 27 m zu überwinden. Die Ausführung des Tunnels unter Wasser wird sich teuerer gestalten als unter dem Festlande, deshalb ist die schmalste Stelle des Strelasundes, nördlich von Stralsund, ausgewählt; hierdurch erhält man auch gleichzeitig genügend Längenentwicklung, um bei der Trassenführung bis zu diesem Punkte die Tiefenlage des Tunnels zu erreichen. Die Fahrrinne liegt an dieser Stelle, wie die Wassertiefenkarte (Abb. 1) zeigt, in der Nähe des Ufers an der Altefähre Seite. Hier ist deshalb die notwendige Fahrrinne von 400 m Breite und 7 m Tiefe für die Schiffahrt frei gelassen. Fast die halbe Breite des Strelasundes hat an dieser Stelle eine Wassertiefe von nur 3 bis 4 m, was für die Tiefenlage und die dadurch zur Verfügung stehende Überschüttungshöhe des Tunnels von großem Vorteil ist. Ein weiterer Vorteil dieser Wahl der Linienführung ist der, daß für die Rampenstrecken kaum bebautes Gelände und die Stadt selbst gar nicht berührt wird. Die bei dieser Linienführung nicht zu umgehenden Torflager wird man mit einem Bauwerk auf Brunnengründung am zweckmäßigsten überbrücken können.

Abb. 2 stellt den Höhenplan der Tunnelstrecke dar. Der Voreinschnitt muß, da er unter dem Wasserspiegel der Ostsee liegt, mit

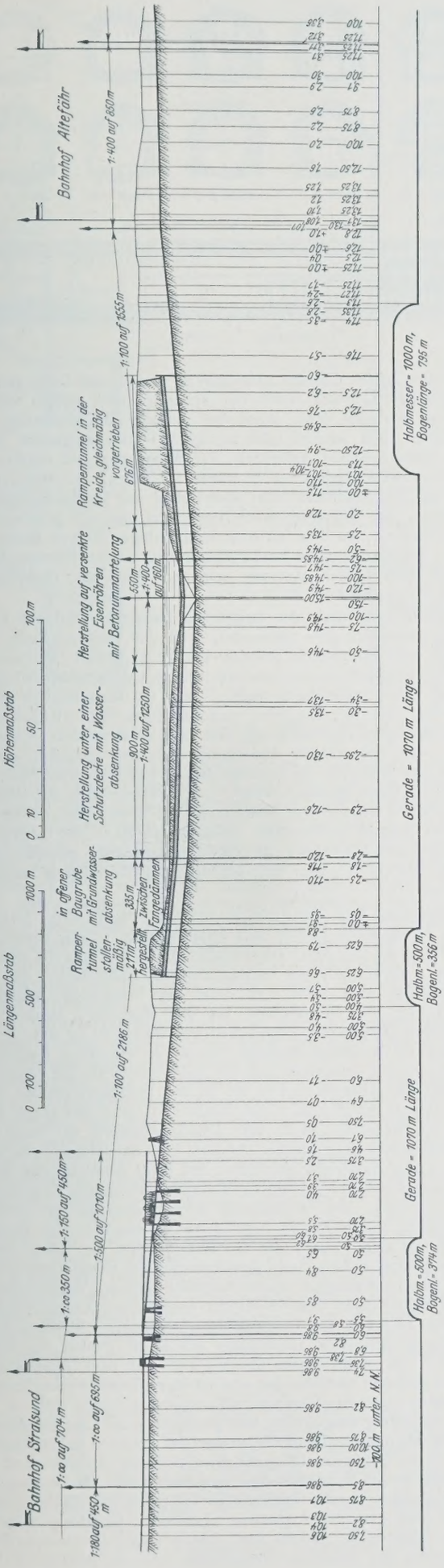


Abb. 2. Höhenplan der Tunnellinie Stralsund—Rügen.

wasserdichter Sohle und Böschungsstützmauern gegen Grundwasser abgedichtet werden.

Die Unterwasserstrecke des Tunnels verläuft geradlinig unter dem Strelasund und erreicht, 500 m vom Ufer der Insel Rügen entfernt, in dem 15 m tiefen Kolk ihren tiefsten Punkt. Von hier aus erhält die neue Trasse in beiden Richtungen eine Steigung von 1:400, die nach der Bau- und Betriebsordnung als Gegensteigung zulässig ist.

Die verschiedenen Tunnelbauweisen. Zur Vermeidung von Querschnittserweiterungen und -verengungen ist ein Querschnitt zu wählen, der in der inneren Leibung für alle Querschnitte der verschiedenen Ausführungsarten möglichst gleiche Abmessungen hat. Die statische Untersuchung der beiden Rampentunnel hat gezeigt, daß für diese ein gemeinsames Profil nicht zweckmäßig ist. Der lehmige, mit Sandadern durchsetzte Untergrund von Stralsund läßt Wasserandrang und aktiven Erddruck erwarten. Der Kreide-Untergrund der Insel Rügen ist für die Tunnel-

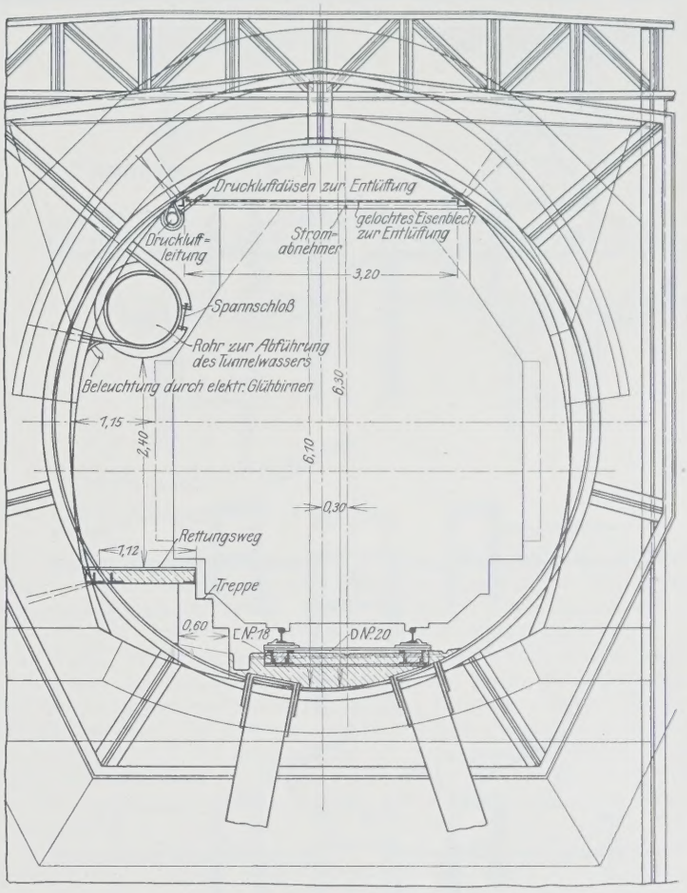


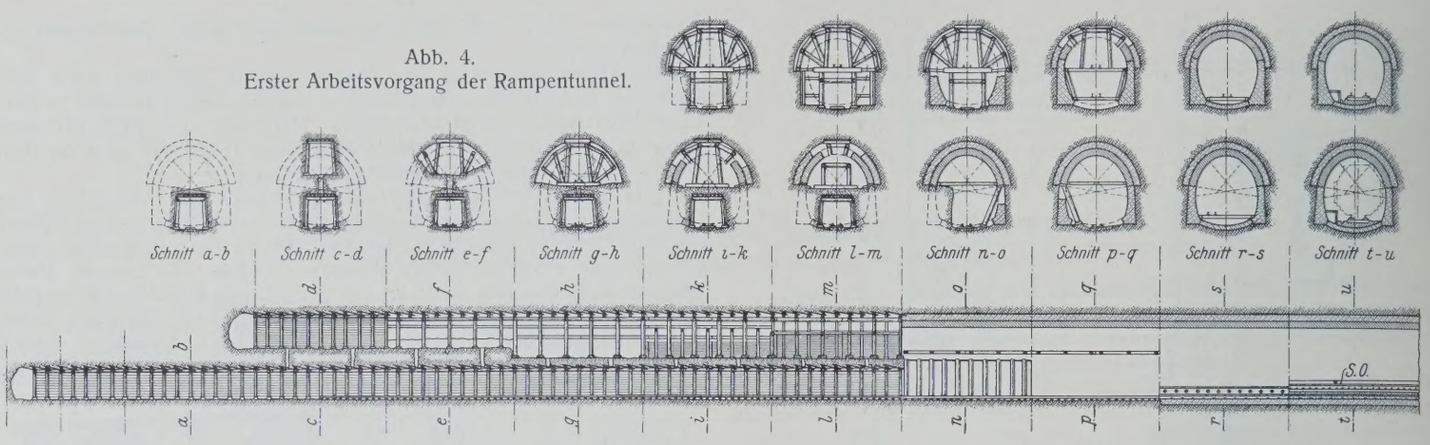
Abb. 3. Vergleich der verschiedenen zweckmäßigsten Querschnittsformen.

ausführung günstig. Der allseitig vom Wasser umgebene Querschnitt der Unterwasserstrecke wird bei Kreisform den geringsten Materialaufwand ergeben. Ein gemeinsames Profil für die verschiedenen Ausführungen ist deswegen bei guter Ausnutzung des Materials und der dadurch bedingten Kostenfrage unwirtschaftlich. Abb. 3 zeigt einen Vergleich der verschiedenen zweckmäßigsten Querschnittsformen.

An der Stralsunder Seite schließt sich an den Rampentunnel die Bauweise im offenen Einschnitt zwischen Fangedämmen mit Grundwasserabsenkung an, doch kann man auf dieses Stück auch die Herstellungsweise des nun folgenden Abschnittes mit ausdehnen. Zur Vermeidung der Zerstörung der Fangedämme durch eine Sturmflut, ferner zur Umgehung von Störungen für die Schiffahrt, ist es zweckmäßig, die weiteren 900 m unter einer Schutzdecke auszuführen, wie es Siemens & Halske bei der Spreeuntertunnelung in Berlin angewendet hat. Das dann folgende Stück von 550 m Länge wird man zweckmäßig aus versenkten Eisenrohren mit Betonummantelung herstellen können, woran sich der stollenmäßig vorgetriebene Rampentunnel von 685 m Länge in der Kreide der Altefähr Seite wieder anschließt.

Rampentunnel an der Stralsunder Seite. Die beiden Rampentunnel wird man bergmännisch vortreiben. Für den Stralsunder Rampentunnel ist wegen des Wasserandrangs und aktiven Erddrucks die sogenannte verbesserte englische Bauweise vorgeschlagen, wie sie in Abb. 4, oberhalb der belgischen Bauweise, dargestellt ist. Wird nämlich die Druckäußerung des Gebirges nicht genügend beachtet, so besteht bei der belgischen

Abb. 4.
Erster Arbeitsvorgang der Rampentunnel.



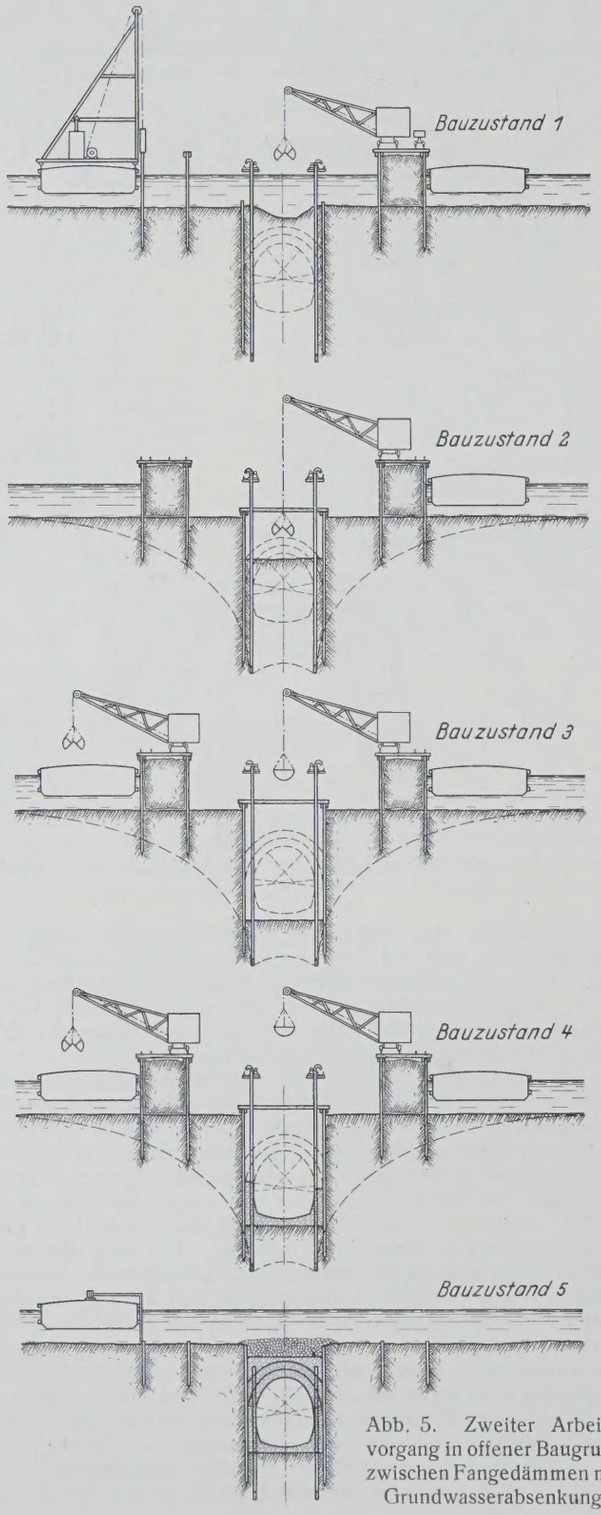


Abb. 5. Zweiter Arbeitsvorgang in offener Baugrube zwischen Fangedämmen mit Grundwasserabsenkung.

Bauweise die Gefahr, daß das unterfangene und bereits fertig gemauerte und ausgeschalte Gewölbe durch den senkrecht oder seitlich wirkenden Gebirgsdruck verformt wird; schon bei geringer Druckäußerung ist es leicht möglich, daß seitlich oder im Scheitel Risse entstehen, die sich auch bei nachträglichem Aufmauern der Widerlager und Aufsetzen des Gewölbes auf die Widerlager nicht wieder schließen. Bei weiterem Fortschreiten des Gebirgsdrucks führt dies leicht zur Wasserdurchlässigkeit des Gewölbes. Bei untermeerischen Tunneln ist dies viel gefährlicher als bei Gebirgstunneln, da dies leicht zu unabsehbaren Folgen führen kann. Ein für alle Ausführungsarten ratsamer schwacher innerer Eisenblechmantel allein wird nicht immer imstande sein, auf die Dauer dem bisweilen gewaltigen Wasserdruck zu widerstehen.

Die Ausführung nach der belgischen Bauweise wird (im Gebirgstunnelbau) deswegen gern verwendet, weil der Holzverbrauch — und zwar gerade der Verbrauch der teueren Hölzer von großem Durchmesser — gegenüber der englischen, mit Auszimmerung des Vollprofils, viel geringer ist. Da bei der Ausschreibung meistens nur ein wasserdichtes Gewölbe verlangt wird, ohne die Bauweise vorzuschreiben, wird vielfach die viel weniger kostspielige Bauausführung von dem ausführenden Unternehmer bevorzugt. Die wasserdichte Abdeckung verhindert zunächst auch das Eindringen des Wassers. In späteren Jahren hat sich diese Sparsamkeit aber schon oft bitter gerächt; wenn, was unvermeidlich ist, durch den Gebirgsdruck die wasserdichte Abdeckung beschädigt wird, findet durch die bei der belgischen Bauweise entstandenen Risse des Gewölbes das Wasser leicht den Weg durch die Gewölbemauerung, weshalb nur bei unbedingter Sicherheit gegen Gebirgsdruck diese Ausführung angewendet werden darf.

Herstellung des Tunnels in offener Baugrube. Der Untergrund des Strelasundes besteht aus festgelagertem Lehm, deshalb kann die Herstellung des nächsten Tunnelstückes in offener Baugrube geschehen, wie in Abb. 5 dargestellt. Es werden zunächst Rohrbrunnen zur Grundwasserabsenkung etwa 4 bis 5 m unter die Tunnelsohle eingetrieben. Alsdann werden die Spundwände für die eigentliche Baugrube vom schwimmenden Rammgerüst eingerammt und 30 bis 40 cm über der Flußsohle mittels der Grundsäge abgesägt. Etwa 5 m von diesen Spundwänden entfernt werden die inneren Reihen der Spundwände für die Fangedämme eingerammt, die mindestens 4 m tief in den Erdboden reichen müssen. Die Fangedämme selbst haben eine Breite von 4,5 m und ragen bei MW 2 m über den Wasserspiegel hinaus. Die Spundwände der Fangedämme werden oben durch Zangenhölzer gehalten und untereinander durch Aussteifungen gegen Ausbiegen gesichert. Auf diese Aussteifungen wird auf der Innenseite das Gleis für den Greifbagger und auf der Außenseite das Arbeitsgleis verlegt. Die Spundwände werden dann auf der Sohle und den Innenseiten mit geteertem Segelleinen versehen, in das Rundeisenstäbe eingenäht sind. Durch den Greifbagger wird der Boden der Baugrube in den Raum zwischen den Spundwänden des Fangedammes entleert und hier fest eingestampft. Nach Ausfüllen dieser Fangedämme wird mittels der Rohrbrunnen durch elektrisch angetriebene Kreiselpumpen das Grundwasser zwischen den Fangedämmen abgesenkt. Während der Zeit der Absenkung heben die Greifbagger auf beiden Seiten die Baugrube weiter aus. Der ausgehobene Boden wird auf dem Arbeitsgleis abtransportiert und zum Verfüllen des schon fertigen Tunnelstückes verwendet, oder er wird in die an den Fangedämmen liegenden Schiffe entleert. Ist die Baugrube tief genug ausgehoben und gleichzeitig der Grundwasserspiegel so tief gesenkt, daß die Baugrube trocken ist, so kann die Ausmauerung stattfinden. Die Sohle der Baugrube wird zunächst mit geteertem Segelleinen belegt, in das Rundeisenstäbe eingenäht sind. Das Sohlengewölbe und die Widerlager werden einbetoniert; zwischen die Spundwände und den Beton wird eine aus Asphaltfilz bestehende Isolierung eingebracht. Nach dem Erhärten des Betons wird eine hölzerne Bockkonstruktion für das Lehrgerüst des Gewölbes eingebracht, wie im Bauzustand 11 des

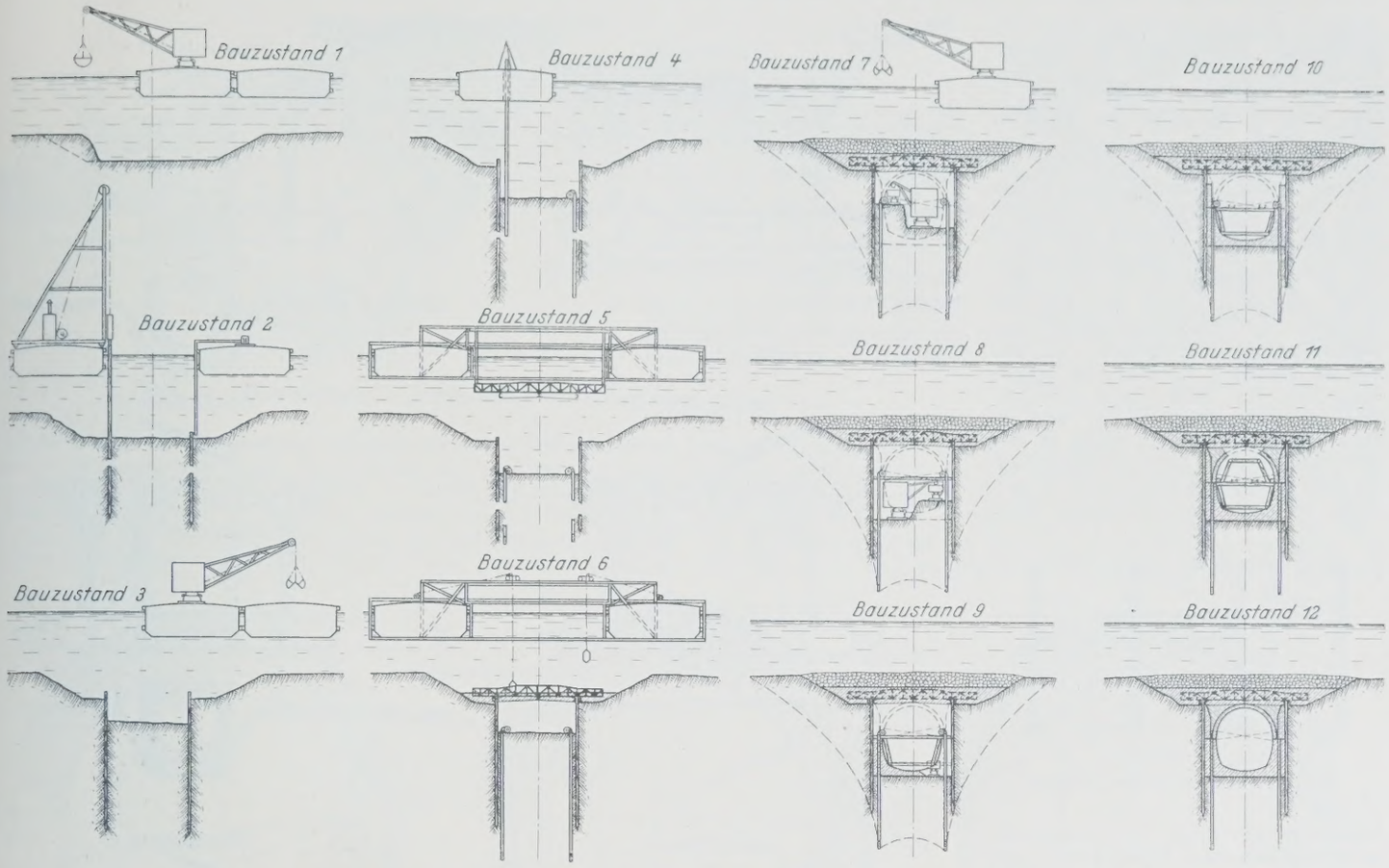


Abb. 6. Dritter Arbeitsvorgang unter einer Schutzdecke mit Grundwasserabsenkung.

dritten Arbeitsvorganges der Ausführung unter einer Schutzdecke in Abb. 6 gezeichnet ist. Ebenso wie das Gewölbe erhält auch der Rampentunnel zur Dichtung allseitig eine Asphaltfilzpappe mit Ziegelflachschicht, die von einem mageren Beton umgeben wird. Auf dem Beton wird, nach Abschneiden der Spundwände und Absägen der Rohrbrunnen, zur weiteren Erhöhung der Wasserundurchlässigkeit eine 1 m starke Lehmschicht eingestampft. Auf diese wird zur Sicherung gegen fallende Anker und sonstige äußere Angriffe eine 1 m starke Steinschüttung aus dem Tunnelvortrieb in der Kreide gebracht. Das Material aus den Fangedämmen wird nun mittels der Greifer ebenfalls in das Schiff verladen; inzwischen ist der Grundwasserspiegel innerhalb der Fangedämme wieder gestiegen; die Fangedämme werden, wenn möglich, wieder herausgezogen oder die Spundbohlen abgesägt.

Diese Ausführungsweise wird sonst bei Meerengenuntertunnelungen nur ausnahmsweise wegen der Wirkung von Ebbe und Flut auf die Spundwände angewandt werden können.

Herstellung des Tunnels unter einer Schutzdecke. Das anschließende Tunnelstück von 900 m wird man wegen der schon größeren Tiefe nach der von Siemens & Halske ausgeführten Tunnelherstellung unter der Spree in Berlin zwischen der Waisen- und Jannowitzbrücke herstellen können, wie in Abb. 6 u. 6a dargestellt. Wegen der guten Beschaffenheit des festgelagerten Lehms, der den Untergrund des Strelasundes bildet, kann diese bewährte Ausführungsart unbedenklich zugelassen werden, da der Lehm als wasserundurchlässig betrachtet werden darf.

Mittels eines Greifbaggers wird in der Sohle des Untergrundes eine 13 m breite Rinne ausgebaggert, und zwar so tief, daß die Sohle dieser Rinne, je nach der Tiefenlage des Tunnels etwa 30 bis 40 cm über dem höchsten Punkte der inneren Tunnelleibung liegt. Von der Mitte dieser Rinne aus nach beiden Seiten werden, in 8 m Abstand voneinander, Spundwände vom schwimmenden Gerüst aus eingerammt. Nach Herstellung der Spundwände wird durch den Greifbagger die Baugrube noch um weitere 3 m ausgetieft, alsdann werden innerhalb der Spundwände, etwa 1 m davon entfernt, Wasserhaltungsbrunnen, wie sie bei allen Grundwasserabsenkungen verwendet werden, gebohrt. Durch Taucher werden die einzelnen Rohrbrunnen an die sie verbindende Saugleitung angeschlossen. Inzwischen ist an einem geeigneten Orte am Ufer die Eisenkonstruktion der Schutzdecke zusammengebaut, durch zwei gekuppelte Pontons vom gleichen Auftrieb wird sie zur Baustelle gebracht und hier langsam versenkt. Die beiden gekuppelten Schiffe, die zur Heranschaffung der Eisenkonstruktionen dienen, sind untereinander fest verbunden, die Tragkonstruktion ist als Sprengbock ausgebildet, so daß der Druck, den die Eisenkonstruktion der Schutzdecke ausübt, auf die Mitte der Schiffe übertragen wird. Die Taucher, die die einzelnen Rohrbrunnen an die Saugleitung anschließen, verlegen auf beiden Spundwänden entlang eine Asphaltfilzpappe, die auf beiden Seiten 40 bis 50 cm an den Spundwänden herabhängt. Die Unterseite der Eisenkonstruktion der Schutzdecke (Abb. 6a) trägt angenietete ⊏-Eisen, die auf der Innenseite dicht den mit Asphaltfilzpappe geschützten Kopf der Spundwände umschließen. Auf der Außenseite werden die Spundwände durch ungleichschenklige Winkel gefaßt. Diese Winkel sind mit Schrauben an der Eisenkonstruktion der Schutzdecke befestigt, die in länglichen Löchern senkrecht zu den Spundwänden näher oder weiter von den Spundwänden entfernt werden können. Beim Absenken rückt man die ⊏-Eisen und die Winkel möglichst weit voneinander, damit die Oberkante der Spundwände mit der aufgelegten Asphaltfilzpappe sicher dazwischenpaßt. In der Mitte der Schutzdecke wird ein Differdinger Träger befestigt, an diese und die ⊏-Eisen werden 8 mm starke Eisenbleche wasserdicht angenietet. Nach der Absenkung werden von Tauchern Löcher durch die Spundwände gebohrt und so die schon vorher in die Winkel- und ⊏-Eisen gebohrten Löcher vervollständigt. Durch diese Löcher werden jetzt von den Tauchern Schraubenbolzen durchgesteckt und die Schraubenmuttern mit Bleizwischenlage fest angezogen, so daß an diesen Stellen eine vollkommene Dichtung erzielt wird. Auf die so fest mit den Spundwänden verbundene Schutzdecke wird durch Trichter Beton in die Zwischenräume der Eisenkonstruktion der Schutzdecke gebracht, und zwar so hoch, daß die Oberkante des Betons etwa 25 cm höher liegt als die Oberkante der Eisenkonstruktion. Nach Abbinden des Betons wird geteertes Segelleinen darübergelegt. Die Grundwasserabsenkung unter der nunmehr fertiggestellten Schutzdecke wird in Tätigkeit gesetzt, so daß nach der Absenkung durch

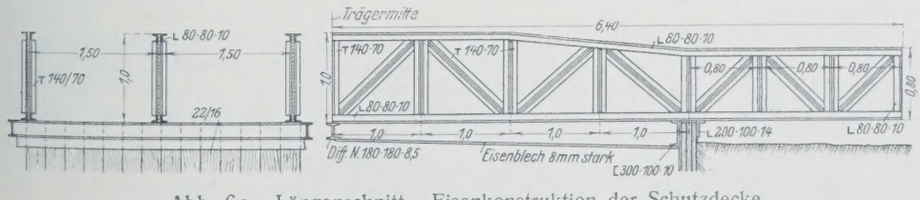


Abb. 6a. Längenschnitt. Eisenkonstruktion der Schutzdecke.

elektrisch angetriebenen Bagger die weitere stufenförmige Ausschachtung der Baugrube vorgenommen werden kann. Ist der Bagger auf der Tunnelsohle angekommen, so wird etwa in der Mitte der gesamten Baugrubenhöhe eine Aussteifung angebracht, auf die auch zweckmäßig die Leitung der Rohrbrunnenabsenkung gelegt wird. Nach Fertigstellung der Baugrube wird auf der Sohle geteertes Segelleinen verlegt, und die Ausbetonierung ebenso wie bei der Herstellung in offener Baugrube ausgeführt. Auch hier wird die Innenseite der Spundwand geteert und Asphaltfilzpappe daraufgeklebt, so daß sie als Isolierung zwischen der Spundwand und dem Beton liegt. Sind die Widerlager fertig betoniert, so wird auf dieses gleichsam als Futtermauer an den Spundwänden herauf Ziegelsteinmauerwerk bis unter die Eisenkonstruktion der Schutzdecke gemauert. Ist der Mörtel abgebunden, so hat man ein in sich abgeschlossenes kastenförmiges Profil, das an sich den statischen Anforderungen genügt, aber wegen der möglichst gleichmäßigen Profilgestaltung des ganzen Tunnels in den verschiedenen Bauweisen ist auch hier noch ein Gewölbe von 25 cm Stärke nach demselben Profil, wie bei den beiden vorerwähnten Bauarten, ausgeführt. Die Grundwasserabsenkung wird außer Tätigkeit gesetzt und das Gewölbe mit hinterbetoniertem Sparbeton eingebaut.

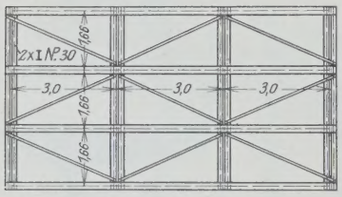


Abb. 8. Eisenrost
für die Auflagerung des Stoßes.

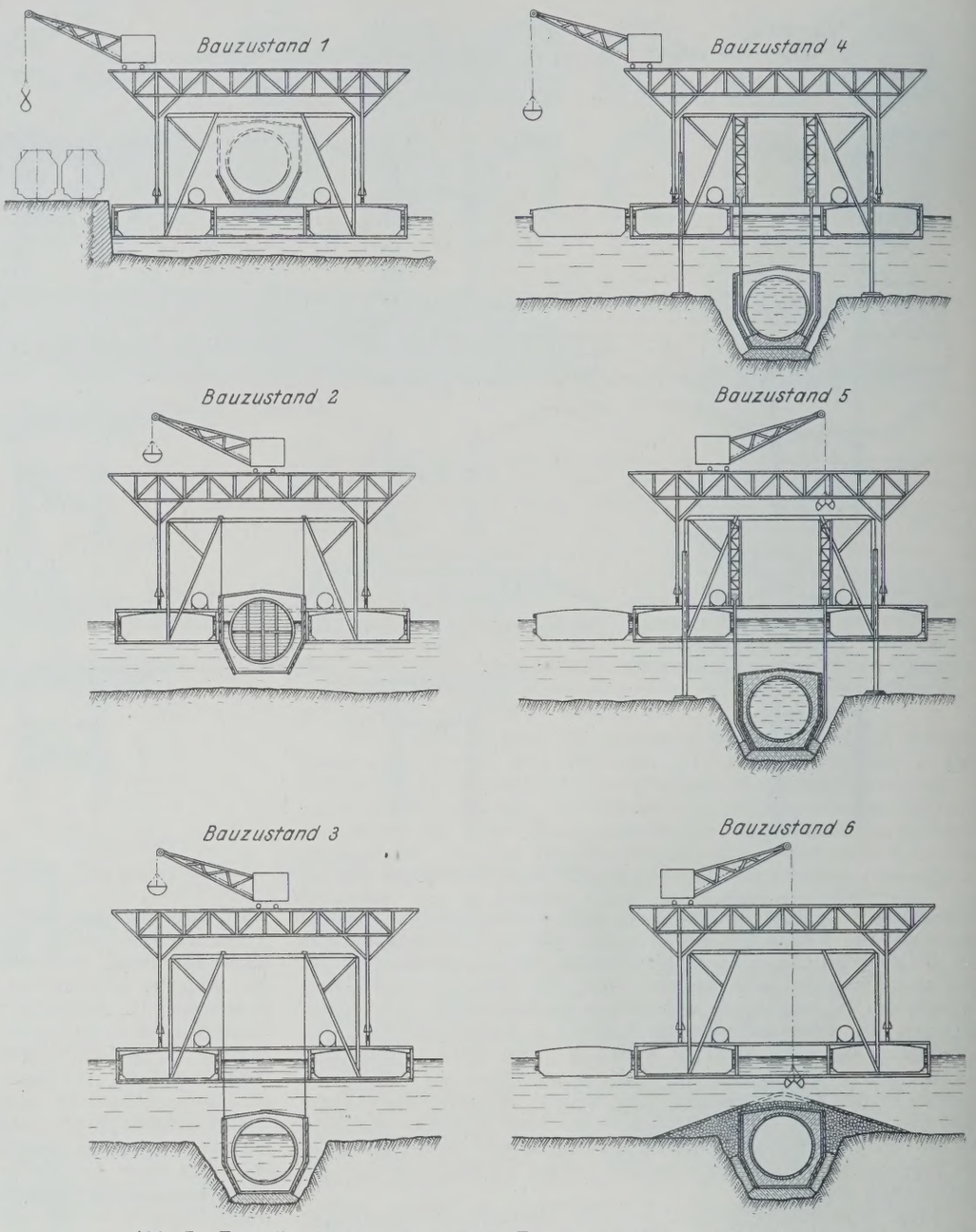


Abb. 7. Tunnelbauweise aus versenkten Eisenrohren mit Betonummantelung.

Herstellung des Tunnels aus versenkten Eisenrohren mit Betonummantelung. Zur Herstellung des Tunnelstückes von 550 m, das aus Eisenrohren mit Betonummantelung besteht, werden zwei gleich große Schiffe von entsprechender Länge in 8,50 m lichtem Abstande voneinander zusammengekuppelt, wie Abb. 7 zeigt. In der Längsrichtung werden in der Mitte des Schiffes Schienen verlegt, die eine genügend starke Unterstützung erhalten. Auf diesen Schienen läuft ein fahrbarer Portalkran mit einer Laufkatze in senkrechter Richtung zu den Schienen, die dazu bestimmt ist, die einzelnen Eisenteile für das Eisenrohr von den am Ufer stehenden Eisenbahnwagen zu heben, um sie auf diese Weise bequem einbauen zu können. Innerhalb der Führungsschienen dieses Portalkranes errichtet man unter dem Kran in 6 m Abstand aus eisernen Trägern profilfreie Bockgerüste, die zur Montage des Eisenrohres dienen und ebenfalls für die nachherige Trichterbetonierung verwendet werden. Das Eisenrohr wird fertig zusammengenietet. Die Aussteifungsbleche haben 3 m Abstand voneinander; an jedem zweiten Aussteifungsblech wird eine Aufhängevorrichtung angebracht, mittels deren das fertig montierte Tunnelrohr etwas angehoben wird und dann an dem Gerüst aus eisernen Trägern hängt. Die unter der Eisenkonstruktion des Rohres über die beiden Schiffe gelegten eisernen Träger, auf denen die Montage ausgeführt ist, können mit der Laufkatze weggezogen werden. Mittels der Aufhängevorrichtung, die ganz ähnlich ausgebildet sein kann wie die Aufhängevorrichtungen für die Brunnenabsenkung bei Brunnengründungen, wird das Eisenrohr, das vorher an beiden Enden wasserdicht durch Bohlenwände abgeschlossen ist, so weit zwischen den beiden Schiffen hindurch ins Wasser gelassen, daß das Rohr zwar noch an der Aufhängevorrichtung hängt, aber das Eigengewicht des Rohres größtenteils durch den Auftrieb aufgehoben wird. Mit dem so eingetauchten Rohrstück, das 80 bis über 100 m lang sein kann, fahren die beiden Schiffe zur Versenkungsstelle. Hier ist schon vorher durch einen schwimmenden Greifbagger eine Rinne in der Flußsohle von der nötigen Tiefe ausgebaggert und mittels Trichterbetonierung mit einer Betonsohle versehen, so daß die Versenkung des Rohrstückes vor sich gehen kann. Die beiden wasserdicht abschließenden Bohlenwände an den beiden Enden des Rohres haben oben und unten ein Ventil; die unteren Ventile dienen zum Einlassen des Wassers, die oberen zum Auslassen der Luft. Die oberen Ventile sind durch Schlauchleitung mit den auf beiden Schiffen befindlichen Luftzylindern verbunden; hierdurch wird die Schnelligkeit der Absenkung des Rohres geregelt. Um zu vermeiden, daß das Rohr sich beim Absenken etwa an einem Ende hebt und am anderen Ende senkt, wird die Aufhängevorrichtung noch mit verlängert und hat auch beim Absenken immer ein kleines Teilgewicht des Eisenrohres zu tragen. Auf diese Weise wird eine sichere und regelmäßige Absenkung des Rohres gewährleistet. Das Rohr wird auf die etwa 1 m starke Betonsohle aufgesetzt, die Stöße außerdem noch durch einen eisernen Trägerrost, wie

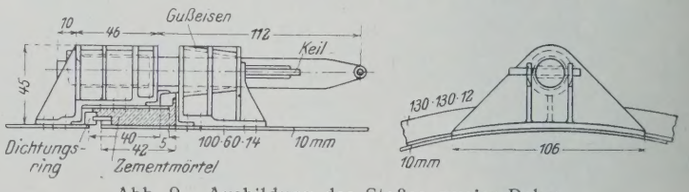


Abb. 9. Ausbildung des Stoßes zweier Rohre.

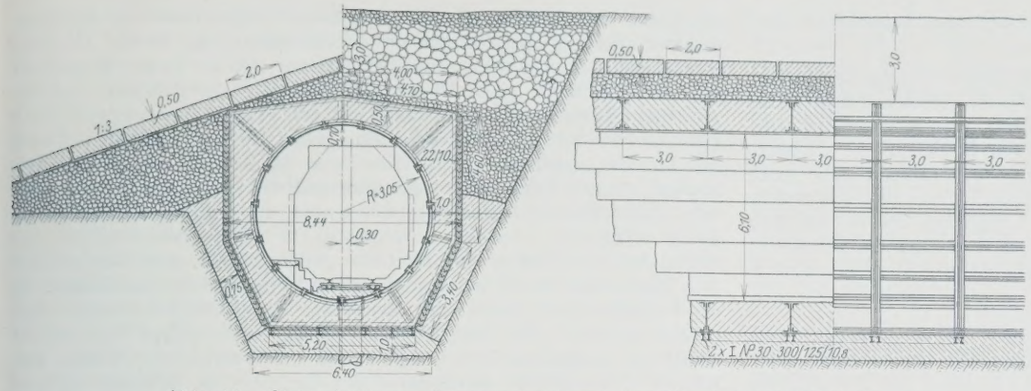


Abb. 10. Steinschüttung. Längenschnitt und Ansicht ohne Holzschalung.

ihn Abb. 8 zeigt, auf dem vier Aussteifungsbleche — von jedem Rohrende zwei — aufstehen, unterstützt. Die Dichtung der einzelnen Rohrenden gegeneinander ist in Abb. 9 dargestellt. Es werden jetzt über die beiden Schiffe die zum Zwecke des Absenkens entfernten eisernen Träger wieder verlegt und auf diesen ein Schüttgerüst für die Trichterbetonierung errichtet. Der Beton wird in den Schiffen fertig gemischt und mittels eines Greifers in die Schüttgerüste entleert. Diese Gerüste haben unten einen trichterartigen Boden, der in 25 bis 30 cm weite Rohre endigt. Die unteren Enden der Rohre sind beweglich eingerichtet, so daß sämtliche Hohlräume, die durch die Eisenwinkelversteifungen gebildet werden, mit Beton ausgefüllt werden können und unausgefüllte Nester vermieden werden. Da für die Trichterbetonierung ein festes Gerüst erforderlich ist, das von den Wellen des Wassers unabhängig ist, werden die Schiffe jedes mittels dreier eiserner Füße, die in der Längsmitte angebracht sind, etwas angehoben, so daß sie zwar noch schwimmen, aber doch feststehen und von den Wellen des Wassers unabhängig sind. Zunächst drückt die Betonmasse durch die große Höhe der Betonführungsrohre genügend stark, so daß der Beton unter Druck von mehreren Tonnen in den Raum gepreßt wird, der durch die an die Aussteifungsbleche geschraubten Bohlen und das Eisenrohr gebildet wird. Ist ein solcher Raum fast gefüllt, so wird der Rest des Betons in den Schüttgerüsten mit Eisenplatten belastet, um so den restlichen Beton aus den Schüttgerüsten zu drücken. Auf diese Weise werden alle Hohlräume zwischen den Bohlenwänden und dem Eisenrohr ausbetoniert, dann kann die Umbetonierung dieses Körpers ausgeführt werden. Ist auch dieser Beton bis zum wagerechten Durchmesser des Eisenrohres eingebracht, so wird der obere Teil mit Steinmaterial aus dem Tunnelvortrieb der Kreide umschüttet. Um einen sicheren Schutz gegen die Strömung zu haben, ist die Steinschüttung in flacher Böschung von 1 : 3 abgeböscht (wie in Abb. 10 dargestellt) und mit Betonplatten von etwa 2 m Länge, 2 m Breite und 50 cm Stärke oder, falls erforderlich, in noch stärkeren Abmessungen dicht abgedeckt. Die Platten können am Lande oder im Schiffe hergestellt und durch einbetonierte kleine eiserne Träger mittels des Greifers versenkt werden.

Rampentunnel an der Altefähre r Seite. Der Arbeitsvorgang für den Rampentunnel in der Kreide unterscheidet sich wesentlich von dem Tunnelvortrieb des Rampentunnels an der Stralsunder Seite. Voraussichtlich wird der Vortrieb in der Kreide sich sehr günstig gestalten, was sich jedoch beim Sohlenstollenvortrieb erst zeigen muß; ist dies nicht der Fall, so muß die Tunnelausbölzung und der ganze Vortrieb nach der verbesserten englischen Bauweise geschehen, die in Abb. 4 gezeichnet ist.

Profilerweiterung zur Anlage eines Rettungsweges. Wegen der verschiedenartigen Beanspruchung des Tunnels in den verschiedenen Abschnitten ist es, wie schon gesagt, nicht zweckmäßig, ein für alle fünf Bauarten vollkommen gleichartiges Profil zu verwenden. Auch ist es, wie Abb. 4 zeigt, kaum möglich, das Profil der inneren Leibung der verschiedenen Querschnittsformen ganz gleich zu gestalten. Da es nur bei den beiden stollenmäßig vorgetriebenen Rampentunneln leicht ausführbar ist, Rettungsnischen anzulegen, mußte zu einem anderen Mittel gegriffen werden, dem der Profilerweiterung. Eine Erweiterung, wenn auch längst nicht mit solchen Abmessungen, wäre in den beiden Kurven der Rampentunnel sowieso notwendig gewesen. Es ist deshalb die Profilerweiterung bei sämtlichen Bauarten gleich so stark durchgeführt, daß an einer Seite des Tunnels Platz genug entsteht für die Anlage eines Rettungsweges. Der Rettungsweg ist auf der Innenseite der Kurven angelegt, damit bei Überhöhung der äußeren Schiene in den Kurven nicht noch außerdem eine weitere Profilerweiterung einzutreten braucht, sondern ein einheitliches Profil verwendet werden kann. Beide Kurven liegen noch in den Rampentunneln, und hier ist deshalb außer dem Rettungswege auf der Innenseite der Kurven, auf der Außenseite der Kurven alle 25 m noch eine Rettungsnische angeordnet, wie Abb. 11 zeigt, um dem Streckenwärter bei der geringeren Fernsicht noch eine zweite Möglichkeit zum Ausweichen zu geben. Die verschiedenen Gründe, die einen durchgehenden Rettungsweg bei Meerengenuntertunnelung notwendig machen, sind bei den allgemeinen Erörterungen über untermeerische Tunnel ausgeführt. Die Konstruktion des Rettungsweges ist in Abb. 4 dargestellt. Nach dem Gleis zu ist der Rettungsweg bis zur Betonoberkante abgetreppt, um auf diese Weise dem etwa am Gleis arbeitenden oder das

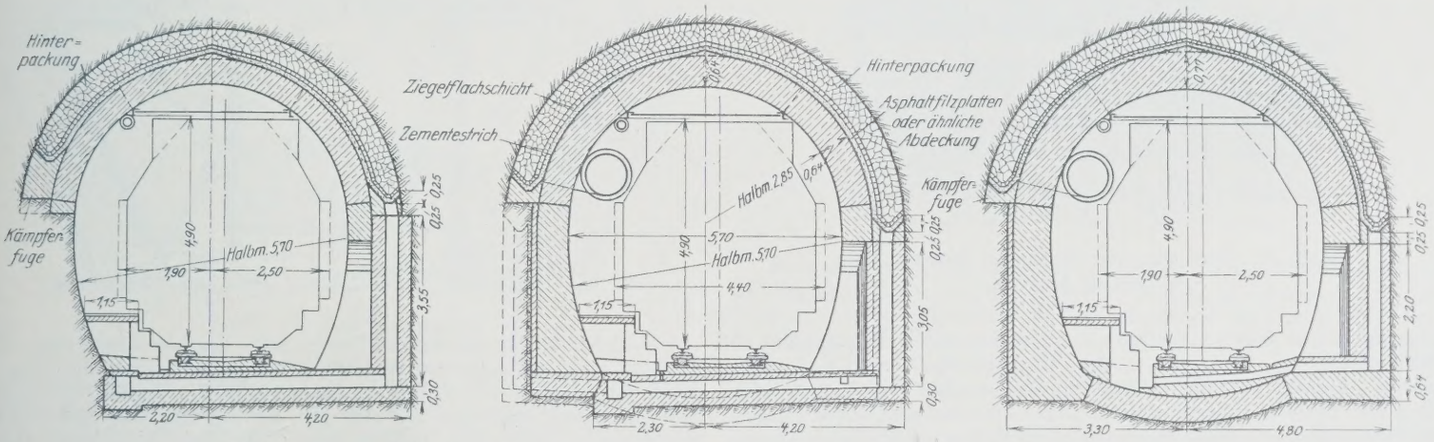


Abb. 11. Querschnitt des Rampentunnels an der Stralsunder Seite.

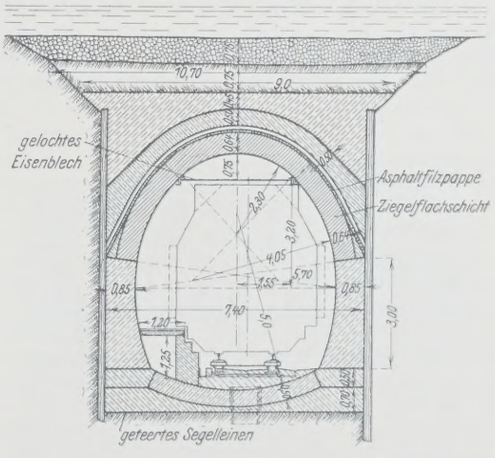


Abb. 12. Querschnitt bei Ausführung in offener Baugrube.

Gleis begehenden Streckenarbeiter die Möglichkeit zum Ausweichen beim Herannahen eines Zuges zu geben.

Querschnitt des Rampentunnels an der Stralsunder Seite. Abb. 11 zeigt dessen Querschnitt. Das Gewölbe ist 64 cm stark. Die statische Untersuchung hat gezeigt, daß diese Querschnittstärke vollkommen ausreicht. Da in der Umgebung von Stralsund der lehmige, mit Sandadern durchsetzte Untergrund stark wasserführend sein wird, ist das Gewölbe nicht mit Steinen hinterpackt, denn dadurch würde der Tunnel als Entwässerungsrohr für die Umgebung dienen und das Wasser unmittelbar vom Tunnel angesaugt werden, sondern das gemauerte Profil wird mit einem mageren Beton etwa mit der Mischung 1 : 3 : 6 umgeben.

Übergang vom Stralsunder Rampentunnel zur Herstellung im offenen Einschnitt. Der Übergang vom stollenmäßig vorgetriebenen Rampentunnel zur Herstellungsweise des Tunnels in offener Baugrube (Abb. 12) bietet keine besonderen Schwierigkeiten, weil die Gewölbestärken und Profilhöhen bei beiden Tunnelquerschnitten dieselben sind (Abb. 13). Statt der Hinterpackung mit Steinen wird auch bei dieser Bauweise das Gewölbe von einer 50 cm starken Betonschicht umgeben.

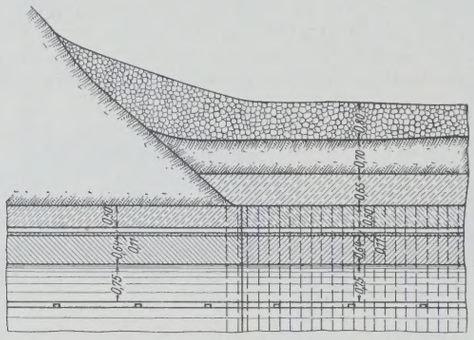


Abb. 13. Übergang vom Stralsunder Rampentunnel zur offenen Baugrube.

Eine zweite, im Scheitel ebenfalls 50 cm starke wagerecht abgeglichene Betonschicht ragt noch 50 cm über die abgeschnittenen Spundwände hinaus. Zwecks unbedingter Wasserundurchlässigkeit ist darüber eine etwa 0,75 m starke Lehmschicht fest eingestampft und zum Schutze gegen Beschädigung durch Schiffsanker noch eine 0,75 m starke Steinschüttung eingebracht (Abb. 12). Vor Beginn der Ausbetonierung wird bei Herstellung in offener Baugrube zum Schutze gegen Grundwasserauftrieb die Sohle mit geteerter Leinwand belegt. Die Spundwände werden bis zur Kämpferhöhe des Gewölbes mit heißem Goudron geteert und eine Asphaltfilzpappe darauf geklebt. Die Isolierung des Gewölbes wird bis zu den Spundwänden heruntergeführt und hier mit der an den Spundwänden heraufgezogenen Asphaltfilzpappe fest verklebt, so daß auf diese Weise die ganze Ausmauerung ringsum von Isoliermasse umhüllt ist. Zu unterst wird auf der Sohle eine Schicht von Traßbeton vom Mischungsverhältnis 1 : 9 eingebracht und auf diese das Sohlengewölbe und die Widerlager in einer Mischung von 1 : 2 : 4 gestampft. Das Gewölbemauerwerk wird bei den beiden Rampentunneln in Zementmörtel vom Mischungsverhältnis 1 : 3 ausgeführt.

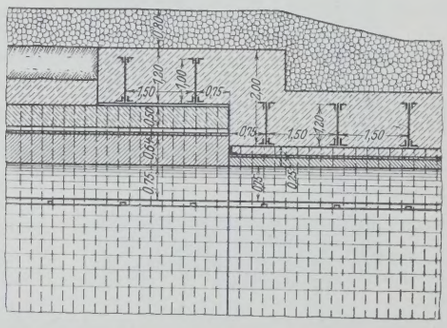


Abb. 14. Übergang von der offenen Baugrube zur Ausführung unter einer Schutzdecke.

Übergang von der offenen Baugrube zur Herstellung unter einer Schutzdecke. Die Dichtung des Anschlusses beim Übergang von der Herstellung in offener Baugrube zur Arbeitsweise unter einer Schutzdecke ist in Abb. 14 dargestellt. In der offenen Baugrube wird noch ein kurzes Stück mit der Schutzdecke ausgeführt. Die Profilgestaltung ist ebenfalls dieselbe wie beim Rampentunnel an der Stralsunder Seite, dagegen beträgt die Gewölbestärke nur 25 cm. An das Schlußstück der Schutzdecke wird ein Winkel und an diesen Winkel ein lotrechtes Blech genietet. Die erste Betonierung des Gewölbes bei der Herstellungsweise im offenen Einschnitt wird wagerecht abgeglichen und auf diese die Schutzdeckenkonstruktion gelegt, nur mit dem Unterschiede, daß hier das wagerechte Blech unmittelbar an die Trägerkonstruktion angenietet werden kann. Das wagerechte und das senkrechte Blech werden mit einem Winkel aneinandergenietet und die Trägerkonstruktion mit Beton umstampft. Auf diese Weise ist ein sicherer wasserdichter Anschluß der einen zur anderen Bauweise gewährleistet. Nach Fertigstellen des Tunnelteiles in offener Baugrube und Entfernen der Spundwände an der Kopfseite kann das Tunnelstück unter der Schutzdecke weiter ausgeführt werden. Die übrige Strecke dieses Tunnelstückes muß zweckmäßig im Zeitpunkte der Fertigstellung des Tunnels im offenen Einschnitte schon mit der Schutzdecke versehen sein, so daß nach Herausziehen der Spundwände der offenen Baugrube nur noch dieses fehlende Stück der Schutzdecke eingelegt und umbetoniert werden muß, damit der Tunnel unter der Schutzdecke weiter ausgeschachtet werden kann.

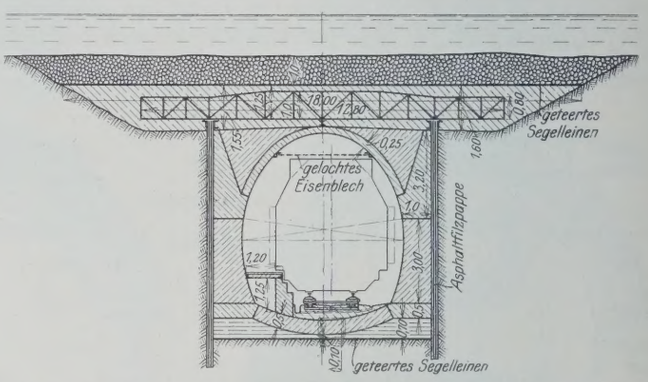


Abb. 15. Querschnitt bei Ausführung unter einer Schutzdecke.

Auch bei der Herstellung des Tunnels unter der Schutzdecke (Abb. 15) wird die Sohle mit geteertem Segelleinen belegt und werden die Spundwände bis obenhin mit heißem Goudron gestrichen, sodann wird eine Asphaltfilzpappe aufgeklebt, die oben fest mit der über die Spundwand gehängten Asphaltfilzpappe verklebt wird. Auf diese Weise erhält man auch bei dieser Bauausführung eine allseitig wasserdichte Umhüllung, die ein Durchdringen von Wasser verhindert.

Übergang von der Herstellung unter einer Schutzdecke zu der aus versenkten Eisenrohren. Beim Übergange der Herstellungsweise unter einer Schutzdecke zu der aus versenkten Eisenrohren mit Betonummantelung tritt auf der Außenseite im Scheitel eine Profilerniedrigung von 20 cm ein (Abb. 16). Die Spundwände, die die Herstellungsweise unter einer Schutzdecke abschließen, werden etwa noch 3 m weiter geführt und nach Ausschachtung der Baugrube das Eisenrohr zwischen diesen versenkt. Das letzte Aussteifungsblech hat im Scheitel nicht eine Höhe von 1 m, sondern nur 65 cm. Bis zu dieser Höhe wird der eingebrachte Beton wagerecht abgeglichen, wie beim Übergange vom offenen Einschnitt zur Herstellung unter einer Schutzdecke, hierüber die Schutzdecke mit vorher angenietetem Bleche verlegt

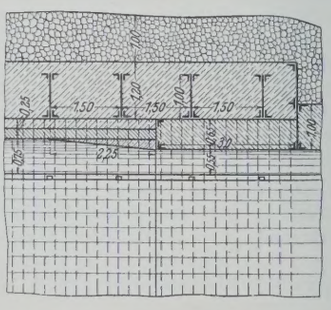


Abb. 16. Übergang von der Bauart unter einer Schutzdecke zu der aus versenkten Eisenrohren.

und umbetoniert. Das zweite Aussteifungsblech des versenkten Eisenrohres erhält im Scheitel eine Höhe von 1,90 m; bis zu dieser Höhe wird die Schutzdecke einbetoniert. Auch dieser Übergang von der einen zur anderen Bauweise kann zum Undichtwerden keine Veranlassung geben.

Beschreibung der versenkten Eisenrohre. Das Eisenrohr (Abb. 17) wird aus 1 cm starken Eisenblechen von 1,27 m Breite und bis 12 m Länge aus 15 Teilen zusammengesetzt. Auf die einzelnen Längsnähte werden Winkeleisen mit versetzter Nietung befestigt. Die Aussteifungsbleche werden auf beiden Seiten von denselben Winkeleisen innen und außen gesäumt und an die Längsbahnen des Eisenrohres mit dem gleichen Nietdurchmesser sowie derselben Nietteilung genietet. Die Längsnähte erhalten auf der Innenseite 1 cm starkes Futter. Die Bahnen der Längsnähte sind so einzurichten, daß zwischen zwei Aussteifungsbleche nicht mehr als drei Stöße der Längsbahnen fallen, so daß keine Querschnittschwächung eintreten kann. Die Formstücke für die gegebenenfalls nachträglich notwendig werdende Ausführung der Pfahlrostgründung sind gleich zu berücksichtigen, wenn es die Beschaffenheit des Bodens als wahrscheinlich erscheinen läßt. Die Aussteifungsbleche sind, um nicht zu viel Verschnitt beim Herstellen zu erhalten, aus sieben Teilen zusammengesetzt; hierdurch wird erreicht, daß niemals der Stoß einer Längsnaht mit einem Stoß des Aussteifungsbleches zusammenfällt. Die Stöße der einzelnen Teile sind durch Winkeleisen 130 · 130 ausgesteift. Die Auflagerfläche der äußeren Versteifungsbleche hat an der Sohle eine Breite von 5,20 m, die Seiten steigen in einer Schrägen von 2 : 1 auf 3 m an und

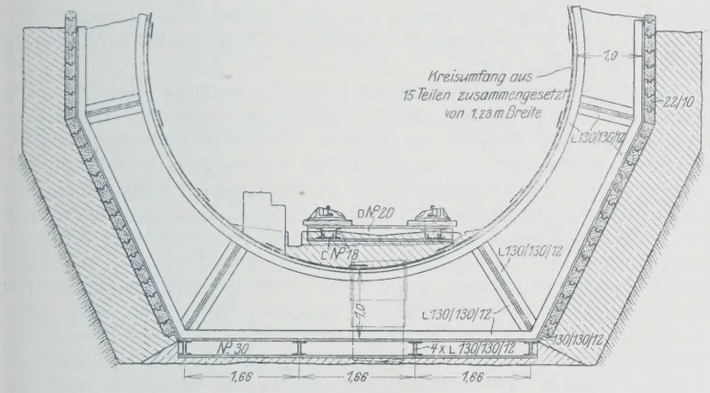


Abb. 17. Das Eisenrohr.

gehen von hier aus senkrecht in die Höhe. An der schrägen und senkrechten Seite sind Spundbohlen an die Winkel geschraubt, die die Versteifungsbleche außen einfassen. Spundbohlen sind deshalb gewählt, um bei Strömungen vor vollständiger Erhärtung des Betons ein Auslaugen des Zementes aus dem Beton durch Ritzen bei Verwendung von Bretterwänden zu vermeiden. Die Oberkanten der Aussteifungsbleche haben einen schwachen Anlauf von 1 : 8 erhalten. An der Oberkante der senkrechten Seitenwände und an der Unterkante der schrägen Seitenwände ist in der Längsrichtung je ein Winkeleisen an die Winkel genietet, die die Aussteifungsbleche säumen. Die 5,20 m breite untere Auflagerfläche der Versteifungsbleche ruht auf der vorher eingebrachten 1 m starken Betonsohle. Nur an den Stößen zweier Rohrenden ist in den Beton ein eiserner Trägerrost aus I-Trägern einbetoniert, auf dem von jedem Rohrende zwei Versteifungsbleche auflagern. Die Ausbildung des Stoßes zweier Rohre ist ebenfalls in Abb. 9 gezeichnet. Die in Abb. 4 u. 17 dargestellte Pfahlrostgründung wird man zweckmäßig so anordnen, daß sie nicht mit dem Stoß zweier Rohre zusammenfällt. An den Enden der Rohre sind Lagerformen aus Stahlguß angenietet (Abb. 9); sie haben zylindrische Öffnungen zur Aufnahme von 15 cm starken Eisenwellen, die parallel zur Tunnelachse gerichtet sind. Von diesen Lagern sind sechs Stück symmetrisch an dem Umfang des Rohres verteilt; sie ruhen in den entsprechenden Lagerteilen des versenkten Rohres und ragen über dessen Ende hervor. Von dem befestigten Ende dieser Wellen an dem bereits versenkten Rohr geht ein Drahtseil durch die entsprechend konisch ausgeschnittene Öffnung des Lagerteils des zu versenkenden Rohrstückes. Sobald dieses den Boden des Betonrostes berührt, wird durch Anziehen der Seile das Nachbarrohr zum Anschluß gebracht, in der Weise, daß die Eisenwellen in die entsprechenden konischen Öffnungen des Nachbarrohres zu liegen kommen. Danach werden nochmals Richtung und Höhenlage nachkontrolliert und mittels Taucher durch Einschlagen von Eisenkeilen die Welle befestigt. Durch diesen Anschluß ergibt sich eine Art Teleskoprohr. Der Wasserinhalt des Zwischenraumes wird alsdann ausgepumpt und der ganze Zwischenraum mit Zementmörtelbrei ausgefüllt, der durch ein bewegliches Rohr eingepreßt wird, während ein zweites Rohr zum Entweichen der aufsteigenden Luft oben eingesetzt ist. Nachdem die Verbindungsstelle geschlossen ist, kann man drei oder vier der durch die Aussteifungsbleche gebildeten kastenartigen Teile gleichzeitig ausbetonieren, einen oder zwei in der Mitte und je einen an den Enden des Rohrstückes, so daß durch diese Maßnahme das ganze versenkte Rohrstück genügend belastet und mit dem Untergrunde verankert wird.

Übergang vom versenkten Eisenrohr zum Altefährer Rampentunnel. Der Anschluß der Tunnelbauweise aus versenkten Eisenrohren an den Rampentunnel in der Kreide an der Altefährer Seite wird dadurch hergestellt, daß das letzte Eisenrohr dicht am Übergange der Kreide zum Lehm versenkt wird (Abb. 18). Der Zwischenraum bis zur festen Kreide wird ausgebaggert und, soweit es möglich ist, bis an die Kreidespundwände eingerammt. Wie bei der Ausführung unter einer Schutzdecke beschrieben, geschieht das Einbringen und Einbetonieren der Schutzdecke. Das übrige ausgebaggerte Stück wird ausbetoniert, der Beton wagerecht abgeglichen und auch seitlich außerhalb der Spundwände bis zu dieser Höhe eingebracht. Nach Abbinden des Betons kann man dann unbedenklich den Sohlenstollen des Rampentunnels bis an die Aussteifungswand des Eisenrohres vortreiben, den Vollausbruch herstellen und den Tunnel in der gewöhnlichen Weise ausmauern. Die Isolierschicht zieht man dann an dem letzten Aussteifungsbleche des Eisenrohres hoch und klebt sie mit heißem Goudron an diese fest. Auf diese Weise wird auch dieser Übergang von der einen zur anderen Bauweise wasserdicht herzustellen sein. Das Profil dieses Rampentunnels hat im Scheitel dieselbe Höhe wie das Eisenrohr, so daß also auf dieser Seite die Entlüftungsanlage bei beiden Profilen denselben Querschnitt hat.

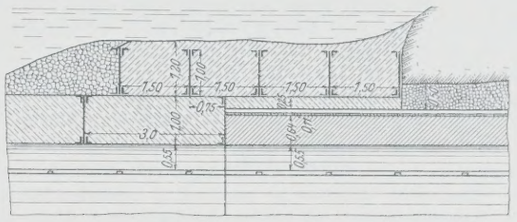


Abb. 18. Übergang von der Bauart aus versenkten Eisenrohren zum Tunnel in der Kreide.

Rampentunnel der Altefährer Seite. Für den Rampentunnel an der Altefährer Seite sind drei Profile in Abb. 11 gezeichnet. Das erste Profil hat nur eine Gewölbestärke von 51 cm und sieht überhaupt keine Ausmauerung der Widerlager vor. Das Gewölbe ist auch, wie die übrigen Profile, mit einer Asphaltfilzpappe abgedeckt und eine Ziegelflachschicht daraufgelegt. Der Hohlraum zwischen Gewölbe und Gebirge ist mit einer Entwässerungsrinne versehen und mit Steinen hinterpackt, die beim Gewölbevollausbruch und Widerlagerausbruch gewonnen werden. Auf je 25 m wird das Wasser in einem Abfallschacht abgeleitet. Die nur teilweise Ausmauerung des Profils kann kaum in Anwendung kommen, nur wenn man vollkommen sicher ist, daß das Gebirge ganz fest steht und auch später keine Druckerscheinungen auftreten werden. Ebenfalls muß das Gebirge vollkommen trocken sein und keine wasserführenden Klüfte und Schichten aufweisen, um die Ausmauerung des Gewölbes mit diesem schwachen Profile anwenden zu können. Es wird somit das Profil selbst bei guter Beschaffenheit des Gesteines nur in den über dem Meeresspiegel liegenden Tunnelstück auf kurze Strecken zur Anwendung gelangen können, doch wird es nicht ganz wegen der wesentlichen Verbilligung, die durch den geringeren Ausbruch und die geringeren Kosten der Ausmauerung entstehen, zu verwerfen sein.

Auf der weitaus größten Länge des Rampentunnels wird das in Abb. 11 in der Mitte gezeichnete Profil mit 64 cm Gewölbestärke gewählt werden müssen. Da erfahrungsgemäß die meisten Ausbesserungsarbeiten in den Widerlagern auftreten, wählt man vorteilhaft die Widerlagerstärke grundsätzlich gleich der $1^1/_2$fachen Gewölbestärke.

Aufrechterhaltung der Schiffahrt. Die Herstellung der Fangedämme am Stralsunder Ufer kann nicht als eine Störung für die Schiffahrt betrachtet werden. Das Versenken der Eisenkonstruktion der Schutzdecke geschieht in Längen von 30 m, es wird also nur der Raum von einer Schiffslänge für die beiden gekuppelten Schiffe in Anspruch genommen, während der ganze übrige Teil des Fahrwassers für die Schiffahrt frei bleibt. Die Schiffe brauchen also nur als verankerte Schiffe gekennzeichnet zu werden, um dadurch darzutun, daß sie dem Verkehr nicht ausweichen können. Weitere Maßnahmen sind auch bei dieser Bauausführung nicht notwendig. Eine Störung der Schiffahrt durch die Bauausführung kann nur eintreten beim Versenken des Stückes des Eisenrohres, das sich unter der im Höhenplan bezeichneten 400 m breiten und 7 m tiefen Fahrrinne befindet. Es darf also in diesem Stück immer nur gleichzeitig eine Länge des Eisenrohres versenkt werden.

Entwässerung des Tunnels. Das Oberflächenwasser der Voreinschnitte wird an den Portalen in einen Pumpensumpf geleitet und fortgepumpt. Auf diese Weise wird erreicht, daß für den Entwässerungsquerschnitt des Tunnels die geringen Abmessungen genügen. Das noch im Tunnel aufkommende Wasser wird am tiefsten Punkte des Tunnels ge-

sammelt, dieses ist der Brechpunkt der beiden Gegenneigungen von 1 : 400. An dieser Stelle ist unter dem Eisenrohrquerschnitt ein besonderer Wasserbehälter von je 2 m Höhe, Tiefe und Breite angeordnet. Aus diesem Pumpensumpfe wird das Wasser mit einer Kreiselpumpe durch die über dem Rettungsweg befindliche Rohrleitung nach der Altefährer Seite gedrückt. Da einschließlich der Rampentunnel überall ein Sohlengewölbe notwendig ist, muß die Entwässerungsrinne in der Mitte der Tunnelachse liegen.

Entlüftung des Tunnels. Hierzu ist ähnlich wie bei der Untergrundbahn in Boston der Raum oberhalb des Profils des lichten Raumes in der Weise ausgenutzt, daß ein Eisenblech 10 cm oberhalb der Oberkante des Profils des lichten Raumes angebracht ist. Es ist ein doppeltes Lüftungssystem vorgesehen. Die Preßluft wird durch den sogen. Windkanal in dem Tunnel entlanggeleitet und tritt durch Düsen in den oberhalb des Eisenbleches befindlichen Entlüftungsraum durch Öffnungen ein. An der tiefsten Stelle des Tunnels ist dieser Raum durch eine Scheidewand abgetrennt, von hier aus blasen die Düsen in den beiden steigenden Richtungen des Tunnels die Luft in den durch das wagerechte Eisenblech abgetrennten oberen Entlüftungsraum aus. Dadurch werden die dicht unter dem Eisenblech befindlichen Luftmengen, die hauptsächlich mit warmen, feuchten Dünsten und Luftverunreinigungen durchsetzt sind, durch das gelochte Blech in den oben befindlichen Entlüftungsraum durch die Düsenwirkung mitgerissen und hier entlanggeleitet nach den Portalen zu. Die Bewegung der so abgesaugten Luft wird noch verstärkt durch eine zweite Entlüftungsanlage, die auf saugender Wirkung beruht. An beiden Ufern des Strelasundes sind etwa 30 bis 40 m hohe Schornsteine errichtet, die ein Emporsteigen der Luft in der Schornsteinröhre durch ihre Höhe bewirken. In diese Schornsteine mündet der obere Entlüftungsraum der Unterwasserstrecke. Hier ist der Entlüftungsraum nach der Landseite zu gegen den Schornstein durch eine senkrechte Scheidewand abgetrennt. Die in den Rampenstrecken abzuführende Luft wird durch den oberen Entlüftungsraum nach den Portalen zugeführt, die ebenfalls Entlüftungsaufsätze haben, um die abziehende Luft entweichen zu lassen. Auf diese Weise werden die in den Entlüftungsraum eingesaugten verbrauchten Luftmengen abgeführt. Um in den Stunden starken Verkehrs eine noch schnellere Absaugung bewirken zu können, ist in jeden der beiden Schornsteine noch ein elektrischer Heizkörper eingebaut, der die absaugende Wirkung bedeutend erhöht. Falls ein Temperaturunterschied zwischen den beiden Portalen befürchtet wird, kann man an der tiefsten Stelle des Tunnels eine aufziehbare Abschlußwand anbringen und sie in ähnlicher Weise ausbilden und in Abhängigkeit vom Zugverkehr bringen, wie sie am Lötschbergtunnel angewendet wird und sich dort gut bewährt hat.

Statt die zugeführte Frischluft unmittelbar unter dem gelochten Eisenblech des oberen Entlüftungsraumes austreten zu lassen und die Düsenwirkung auszunutzen, kann man auch, wie Lucas vorschlägt und bei der Untergrundbahn in Boston und London teilweise ausgeführt, die Frischluftleitung unter oder der Konstruktion des Oberbaues wegen neben dem Gleis anlegen. Platz dafür bietet sich entweder unter dem Rettungsweg oder an der anderen Seite in dem vom Profil der Fahrzeuge nicht beanspruchtem Teile.

Bei dieser Ausführung ist die Frischluft gezwungen, den ganzen Raum (im Querschnitt) von unten nach oben zu durchstreichen. Bei solcher Anlage ist das bei der Londoner Untergrundbahn bewährte System der Ozonisierung der Frischluft am Platze.

Eine solche Entlüftungsanlage genügt den an sie gestellten Ansprüchen vollkommen, vor allem, da in einem eingleisigen Tunnel die Geschwindigkeit des fahrenden Zuges sehr mit zur Entlüftung beiträgt. Die Befestigung des gelochten Eisenbleches ist in dem gemauerten Profil ohne Eisenblechauskleidung wie folgt angeordnet. In das Gewölbe sind Flacheisen eingelegt, die noch zur Erhöhung der Zugfestigkeit durch seitliches Austreiben des Bleches gezahnt sind.

Die Profilüberhöhung der übrigen gewählten Bauarten gegenüber dem Eisenrohrprofil wirkt günstig auf die Entlüftungskonstruktion. Die beiden Schornsteine sollen nicht an den Portalen, sondern in der Nähe der Ufer angeordnet werden, um die zu entlüftende Strecke nicht unnötig zu verlängern. Durch die Schornsteine wird sowieso ein Unterzug erzeugt, so daß die frische Luft an den Portalen einströmt. Teils wird sie in den Schornsteinen aufsteigen und teils sich bis zum tiefsten Punkte weiter im Tunnel verbreiten. Die künstliche Entlüftungsanlage soll nur zu Zeiten starken Verkehrs in Tätigkeit treten. Wie lange die Entlüftungsanlage für den einzelnen durchgefahrenen Zug in Tätigkeit bleiben muß, hängt auch von Nebenumständen ab wie Rauhigkeit der Tunnelinnenauskleidung, barometrischem Druckunterschied, vorherrschender Windrichtung und weiteren örtlichen Ursachen. Die Erfahrung muß zeigen, wie mit einem möglichst geringen Kostenaufwande eine gute Tunnelentlüftung erreicht wird.

Über den Einfluß vollkommener Einspannung der Stabenden auf die Knickgrenze gegliederter Druckstäbe.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Rudolf Mayer,** Privatdozent der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Für die folgenden Untersuchungen werden Druckstäbe aus zwei gleichen und parallelen Gurtungen vorausgesetzt, die entweder nach Abb. 1a bis 1e fachwerkartig oder nach Abb. 2 rahmenartig miteinander verbunden sind. Bei vollkommener Einspannung der Stabenden besteht die elastische Linie der ausgeknickten Stabachse nach Abb. 3 aus zwei Halbwellen, und ihre Gleichung lautet mit f als Knickpfeil:

(1) $$y = -f \cdot \cos \frac{2\pi x}{l}.$$

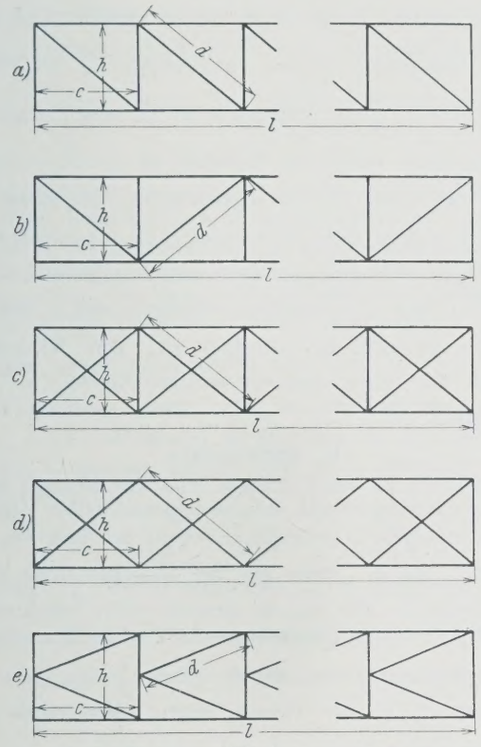


Abb. 1.

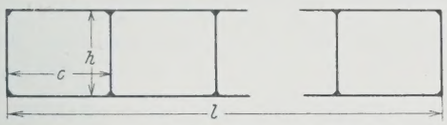


Abb. 2.

Für K_e als Knickkraft des eingespannten Gliederstabes ist somit

(2) $$M = K_e\, y = -K_e\, f \cdot \cos \frac{2\pi x}{l}$$

das Knickmoment und

(3) $$Q = \frac{dM}{dx} = K_e\, f \cdot \frac{2\pi}{l} \cdot \sin \frac{2\pi x}{l}$$

die Querkraft bei x.

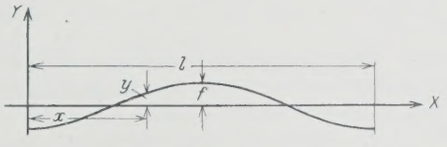


Abb. 3.

Da sich die beim Knicken auftretenden inneren Kräfte des Gliederstabes vermöge Gl. 2 u. 3 durch die Knickkraft K_e ausdrücken lassen, so läßt sich auch die innere Arbeit $\mathfrak{A}_i$ des Systems auf K_e zurückführen, und man erhält durch Gleichsetzung von $\mathfrak{A}_i$ mit der von K_e am Gliederstabe geleisteten äußeren Arbeit $\mathfrak{A}_a$ die Knickbedingung zur Berechnung der kritischen Stablast K_e.

Die äußere Arbeit $\mathfrak{A}_a$ wird von der konstanten Knickkraft K_e auf der Wegstrecke Δl geleistet, die dem Unterschiede zwischen der Bogenlänge s und der Sehnenlänge l der Knicklinie (Abb. 3) entspricht, und ist

$$\mathfrak{A}_a = K_e\, \Delta l = K_e (s - l) = K_e \int_0^l (ds - dx) = K_e \int_0^l dx \left[\sqrt{1 + \left(\frac{dy}{dx}\right)^2} - 1 \right],$$

wofür man mit Rücksicht auf Gl. 1 und den beim Beginn des Ausknickens kleinen Pfeil f nach einfacher Zwischenrechnung in guter Näherung

(4) $$\mathfrak{A}_a = K_e \cdot \frac{\pi^2 f^2}{l} \quad \text{erhält.}$$

Zur Berechnung der inneren Arbeit $\mathfrak{A}_i$ machen wir von den folgenden Beziehungen Gebrauch, die die inneren Systemkräfte (S_g = Längskraft der Gurtungen, D und V = Streben- und Pfostenkraft beim Fachwerkstab; Bezeichnungen beim Rahmenstab s. Abb. 4) mit den durch Gl. 2 u. 3 gegebenen Werten M und Q verknüpfen:

a) für Fachwerkstäbe:

(5) $$S_g = \pm \frac{M}{h} = \mp \frac{K_e f}{h} \cdot \cos \frac{2\pi x}{l}$$

für Abb. 1a bis 1e und

(5a) $$\begin{cases} D = \pm Q \cdot \dfrac{d}{h} = \pm K_e \cdot \dfrac{2\pi f d}{h l} \cdot \sin \dfrac{2\pi x}{l}; \\ V = Q = K_e \cdot \dfrac{2\pi f}{l} \cdot \sin \dfrac{2\pi x}{l} \end{cases}$$

für Abb. 1a;

(5b) $$D = \pm Q \cdot \frac{d}{h} = \pm K_e \cdot \frac{2\pi f d}{h l} \cdot \sin \frac{2\pi x}{l}; \quad V = 0$$

für Abb. 1b;

(5c) $$D = \pm \frac{Q}{2} \cdot \frac{d}{h} = \pm K_e \cdot \frac{\pi f d}{h l} \cdot \sin \frac{2\pi x}{l}; \quad V = 0$$

für Abb. 1c u. 1d;

(5d) $$\begin{cases} D = \pm \dfrac{Q}{2} \cdot \dfrac{d}{\frac{1}{2}h} = \pm K_e \cdot \dfrac{2\pi f d}{h l} \cdot \sin \dfrac{2\pi x}{l}; \\ V = \pm \dfrac{Q}{2} = \pm K_e \cdot \dfrac{\pi f}{l} \cdot \sin \dfrac{2\pi x}{l} \end{cases}$$

für Abb. 1e.

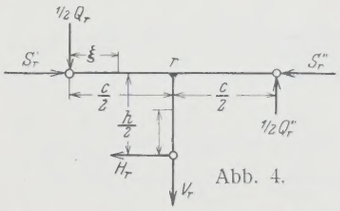


Abb. 4.

b) für Rahmenstäbe (Abb. 4) stimmen die Längskräfte S_r in den Gurtungen mit den entsprechenden Kräften S_g der Fachwerkstäbe überein; für die Querkräfte in den Mitten der Gurtungen und Pfosten, wo mit sehr guter Näherung Inflexionspunkte vorausgesetzt werden dürfen, ergibt die Gleichgewichtsbedingung zwischen den auf den $r$ten Knotenpunkt bezogenen Momenten

$$H_r \cdot \frac{h}{2} = \left(\frac{Q_r'}{2} + \frac{Q_r''}{2} \right) \frac{c}{2}, \quad \text{da genau genug} \quad \frac{Q_r'}{2} + \frac{Q_r''}{2} = Q_r \text{ ist,}$$

(6) $$H_r = Q_r \cdot \frac{c}{h} \quad \text{und}$$

(7) $$Q_r' \approx Q_r = K_e \cdot \frac{2\pi f}{l} \cdot \sin \frac{2\pi x}{l}.$$

Nachdem hiermit die inneren Kräfte ermittelt sind, bestimmen wir die ihnen entsprechende innere Arbeit und die Knickkraft K_e getrennt für die Fachwerkstäbe und den Rahmenstab.

A. Fachwerkstäbe.

Es ist $\mathfrak{A}_i = \mathfrak{A}_{ig} + \mathfrak{A}_{iw}$, wo $\mathfrak{A}_{ig}$ die innere Arbeit der Gurtungen, $\mathfrak{A}_{iw}$ die der Wandstäbe bezeichnet. Im Augenblick des Ausknickens tritt in dem Gurt, der sich der ursprünglichen Stabachse nähert, eine Beanspruchung auf, die größer ist als die auf beide Gurtungen gleichmäßig verteilte Knickspannung $\sigma_k = K_e : 2F_g$; ist $\sigma_k \geqq \sigma_p$ (σ_p = Spannung der Proportionalitätsgrenze), so treten in diesem Gurt bleibende Formänderungen auf, weshalb für ihn mit einem Modul E' gerechnet werden muß, der kleiner als der Modul E des elastischen Bereiches ist. Im anderen Gurt werden die Beanspruchungen kleiner als σ_k; hierbei werden jedoch nur elastische Formänderungen rückgängig, weshalb für ihn der Modul E

maßgebend ist. Auch für die Wandstäbe, deren Beanspruchung im allgemeinen kleiner als σ_p ist, darf mit dem Modul E gerechnet werden.

Um von der Zahl der Vergitterungsebenen unabhängig zu sein, bezeichnen wir mit F_d (F_v) die Summe der Querschnittsflächen aller Streben (Pfosten), die durch einen normal zu diesen Stäben geführten Schnitt in einem Felde des Gliederstabes getroffen werden, und mit F_g den Querschnitt einer Gurtung. Allgemein gilt dann für die innere Arbeit:

$$(8)\qquad \mathfrak{A}_i = \Sigma \frac{S_g^2\, c}{2\,E\,F_g} + \Sigma \frac{S_g^2\, c}{2\,E'\,F_g} + \Sigma \frac{D^2\, d}{2\,E\,F_d} + \Sigma \frac{V^2\, h}{2\,E\,F_v}.$$

Hierin erstrecken sich die Summen über je eine Gurtung, die Streben und die Pfosten. Führt man in Gl. 8 die durch die Gl. 5 bis 5d bestimmten Stabkräfte ein, so erhält man $\mathfrak{A}_i$ in der allgemeinen Form:

$$(9)\qquad \mathfrak{A}_i = C_g\, K_e^2\, \Sigma \cos^2 \frac{2\pi x}{l} + C_w\, K_e^2\, \Sigma \sin^2 \frac{2\pi x}{l},$$

wo C_g und C_w nur von den geometrischen Größen und den Moduln abhängende Konstanten sind und die mit ihnen behafteten Ausdrücke bezüglich den Arbeiten $\mathfrak{A}_{ig}$ und $\mathfrak{A}_{iw}$ entsprechen.

Für die in Gl. 9 vorkommenden Summen, die über alle Stabfelder zu erstrecken sind, lassen sich leicht geschlossene Ausdrücke herleiten. Zunächst ist

$$\Sigma \cos^2 \frac{2\pi x}{l} = \Sigma \left(1 - \sin^2 \frac{2\pi x}{l}\right) = \Sigma (1) - \Sigma \sin^2 \frac{2\pi x}{l}$$

$$= n - \Sigma \sin^2 \frac{2\pi x}{l} \text{ oder}$$

$$(a)\qquad \Sigma \cos^2 \frac{2\pi x}{l} + \Sigma \sin^2 \frac{2\pi x}{l} = n,$$

wo n die Feldzahl des Gliederstabes bedeutet. Ferner ist bekanntlich

$$\sin \frac{2\pi\left(x + \frac{l}{4}\right)}{l} = \cos \frac{2\pi x}{l} \text{ und}$$

$$\cos \frac{2\pi\left(x + \frac{l}{4}\right)}{l} = -\sin \frac{2\pi x}{l} \text{ und folglich}$$

$$\cos^2 \frac{2\pi x}{l} = \sin^2 \frac{2\pi\left(x + \frac{l}{4}\right)}{l} \text{ sowie } \sin^2 \frac{2\pi x}{l} = \cos^2 \frac{2\pi\left(x + \frac{l}{4}\right)}{l},$$

d. h. jedem $\cos^2 \frac{2\pi x}{l}$ entspricht ein gleich großer Wert $\sin^2 \frac{2\pi\left(x + \frac{l}{4}\right)}{l}$ mit einer um $\frac{l}{4}$ verschobenen Phase und entsprechend jedem $\sin^2 \frac{2\pi x}{l}$ ein gleich großer Wert $\cos^2 \frac{2\pi\left(x + \frac{l}{4}\right)}{l}$, so daß bei Summierung über alle Felder

$$(b)\qquad \Sigma \cos^2 \frac{2\pi x}{l} = \Sigma \sin^2 \frac{2\pi x}{l}$$

folgt. Aus Gl. a u. b ergibt sich schließlich, wenn man noch die Beziehung $l = n\,c$ beachtet:

$$(10)\qquad \Sigma \cos^2 \frac{2\pi x}{l} = \Sigma \sin^2 \frac{2\pi x}{l} = \frac{l}{2c}.$$

Aus Gl. 9 u. 10 folgt

$$(11)\qquad \mathfrak{A}_i = K_e^2 f^2 \left[\frac{l}{4\,F_g\,h^2}\left(\frac{1}{E} + \frac{1}{E'}\right) + \frac{\pi^2}{E\,c\,h^2\,l} \cdot w\right],$$

wo w einen je nach der Anordnung der Vergitterung verschiedenen Ausdruck bedeutet, und zwar

$$(12)\qquad \begin{cases} w = \dfrac{d^3}{F_d} + \dfrac{h^3}{F_v} & \text{für Vergitterung nach Abb. 1a} \\ w = \dfrac{d^3}{F_d} & \text{„ „ „ „ 1b, 1c u. 1d} \\ w = \dfrac{4\,d^3}{F_d} + \dfrac{h^3}{4\,F_v} & \text{„ „ „ „ 1e.} \end{cases}$$

Durch Gleichsetzung von $\mathfrak{A}_i$ mit $\mathfrak{A}_a$ nach Gl. 4 und Gl. 11 folgt die vom Knickpfeil f wie immer unabhängige Knickkraft K_e, wenn man noch[1]) den Ausdruck $\frac{1}{T\,J} = \frac{1}{F_g\,h^2}\left(\frac{1}{E} + \frac{1}{E'}\right)$ einführt, worin T den Knickmodul des Gliederstabes und $J \approx F_g \cdot \frac{h^2}{2}$ das Trägheitsmoment seiner Gurtungen hinsichtlich der „freien" Achse des Gliederstabes bedeutet. Man erhält dann

$$(13)\qquad K_e = \frac{4\pi^2\,T\,J}{l^2} : \left[1 + \frac{4\pi^2\,T\,J}{l^2} \cdot \frac{w}{E\,c\,h^2}\right]$$

[1]) F. Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, S. 147.

mit den oben angeführten Werten von w. Die kleinste Abminderung der Knickgrenze des Gliederstabes bei gleichem Baustoffaufwand (gleiches F_d) ergibt nach Gl. 12 u. 13 die Vergitterung nach Abb. 1b, 1c u. 1d, unter denen wiederum wegen der geringen Zahl von Anschlußnieten die nach Abb. 1b am wirtschaftlichsten ist.

In Gl. 13 ist T der zur Knickspannung $K_e : 2\,F_g$ des Gliederstabes gehörige Knickmodul. Der Fall, daß ein vollkommen eingespannter Gliederstab unterhalb der Proportionalitätsgrenze knickt, erscheint praktisch ausgeschlossen; vorkommendenfalls wäre dann T durch E zu ersetzen. Mit der Abkürzung

$$(14)\qquad \gamma_e^2 = 1 + \frac{4\pi^2\,T\,J}{l^2} \cdot \frac{w}{E\,c\,h^2}$$

läßt sich Gl. 13 auf die Form bringen:

$$(13a)\qquad K_e = \frac{4\pi^2\,T\,J}{(\gamma_e\,l)^2},$$

aus der ersichtlich ist, daß der eingespannte Gliederstab sich wie ein Vollwandstab vom Trägheitsmoment $J = F_g \cdot \frac{h^2}{2}$ und der freien Knicklänge $\gamma_e \cdot \frac{l}{2}$ verhält, dessen Enden in Schneiden gelagert sind; für diesen äquivalenten Vollwandstab ist aber $i = \sqrt{J : 2\,F_g} = \frac{h}{2}$ der Trägheitshalbmesser und $l : i = \gamma_e \cdot \frac{l}{h}$ die Schlankheit, so daß seine Knickspannung aus der v. Tetmajerschen Formel für Flußeisen zu $\sigma_e = 3{,}1 - 0{,}0114\,\gamma_e \cdot \frac{l}{h}$ berechnet werden kann. Da im allgemeinen γ_e nur wenig von 1 verschieden ist, so kann zu seiner Berechnung in Gl. 14 zunächst für $\frac{4\pi^2\,T\,J}{l^2}$ jener Wert eingesetzt werden, der der Knickgrenze eines Stabes von der Schlankheit $\frac{l}{h}$ $\left(\text{statt } \gamma_e \cdot \frac{l}{h}\right)$ entspricht; hierdurch wird γ_e etwas zu groß gefunden, was zugunsten der Sicherheit ist. Eine Wiederholung der Rechnung mit dem etwas größeren Schlankheitsgrad $\gamma_e \cdot \frac{l}{h}$ dürfte fast immer entbehrlich sein.

B. Rahmenstäbe.

Die Längskräfte in den Gurtungen und ihre Beiträge zur inneren Arbeit $\mathfrak{A}_i$ sind ebenso groß wie bei den Fachwerkstäben. Vernachlässigt man die kleinen Arbeiten, die (Abb. 4) aus der Schubwirkung der Kräfte $\frac{1}{2} \cdot Q_r'$, $\frac{1}{2} \cdot Q_r''$ und H_r sowie aus der Längenänderung der Pfosten infolge V_r entsteht, so setzt sich die gesamte innere Arbeit des Rahmenstabes zusammen aus den vorerwähnten Arbeiten der Gurtlängskräfte S_r', S_r'' und den Biegungsarbeiten, die die Kräfte $\frac{1}{2} \cdot Q_r'$, $\frac{1}{2} \cdot Q_r''$ an den Gurtungen und H_r an den Pfosten leisten. Man erhält daher mit $M_g = \frac{Q_r}{2} \cdot \xi$ als Gurtmoment und $M_p = H_r\,\xi$ als Pfostenmoment an der Stelle ξ (Abb. 4) für die innere Arbeit den Wert

$$(15)\qquad \begin{cases} \mathfrak{A}_i = \Sigma \dfrac{S_r^2\, c}{2\,E\,F_g} + \Sigma \dfrac{S_r^2\, c}{2\,E'\,F_g} + \Sigma\, 2 \displaystyle\int_0^{\frac{c}{2}} \frac{\left(\frac{Q_r}{2} \cdot \xi\right)^2 d\,\xi}{2\,T\,J_g} \\ \qquad + \Sigma\, 2 \displaystyle\int_0^{\frac{h}{2}} \frac{(H_r\,\xi)^2\, d\,\xi}{2\,E\,J_p}, \end{cases}$$

worin die beiden ersten Summen sich über je einen Gurt erstrecken und die Arbeit der Längskräfte darstellen, die aus denselben Gründen wie beim Fachwerkstab mit den Moduln E bezw. E' gerechnet werden; bei der Biegungsarbeit der Gurtungen wurde der Modul T eingeführt, weil diese bereits unter Knickspannung stehen, wenn sie sich verbiegen (3. Summe), während in den nieder beanspruchten Pfosten mit E gerechnet werden darf (4. Summe).

Führt man in Gl. 15 die Werte Q_r, H_r nach Gl. 6 und Gl. 7 ein, sowie S_r nach Gl. 5 und wertet die bestimmten Integrale aus, so erhält man für $\mathfrak{A}_i$ einen Ausdruck ähnlich demjenigen von Gl. 9, worin wiederum die $\Sigma \cos^2 \frac{2\pi x}{l}$ und $\Sigma \sin^2 \frac{2\pi x}{l}$ nach Gl. 10 durch $\frac{l}{2c}$ ersetzt werden können, und es folgt hiernach entsprechend Gl. 11

$$(16)\qquad \mathfrak{A}_i = K_e^2 f^2 \left[\frac{l}{4\,F_g\,h^2}\left(\frac{1}{E} + \frac{1}{E'}\right) + \frac{\pi^2}{l}\left(\frac{c^2}{24\,T\,J_g} + \frac{c\,h}{12\,E\,J_p}\right)\right].$$

Durch Gleichsetzung von $\mathfrak{A}_i$ mit $\mathfrak{A}_a$ folgt, wenn man wieder $\frac{1}{F_g h^2}\left(\frac{1}{E}+\frac{1}{E'}\right)=\frac{1}{TJ}$ einführt, nach kurzer Zwischenrechnung:

$$(16)\qquad \underline{K_e=\frac{4\pi^2 TJ}{l^2}:\left[1+\frac{4\pi^2 TJ}{l^2}\left(\frac{c^2}{24\,TJ_g}+\frac{ch}{12\,EJ_p}\right)\right]}$$

als Knickkraft des eingespannten Rahmenstabes, die sich mit

$$(17)\qquad \gamma_e^2=1+\frac{4\pi^2 TJ}{l^2}\left(\frac{c^2}{24\,TJ_g}+\frac{ch}{12\,EJ_p}\right)$$ auf die Form

$$(16a)\qquad K_e=\frac{4\pi^2 TJ}{(\gamma_e l)^2}$$ bringen läßt.

Auch hier ist γ_e von 1 wenig verschieden und kann in der am Schluß von Abschnitt A für Fachwerkstäbe erläuterten Weise sinngemäß auch für den Rahmenstab berechnet werden.

C. Bemessung des Querverbandes.

Durch die oben angeführten Beziehungen sind die Strebenkräfte D und die Pfostenkräfte V des Fachwerkstabes sowie die Kräfte H der Pfosten des Rahmenstabes auf die Querkraft Q des Gliederstabes zurückgeführt. Nach Gl. 3 ist $Q=K_e\cdot\frac{2\pi f}{l}\cdot\sin\frac{2\pi x}{l}$ und nimmt für $x=\frac{l}{4}$ sowie $x=\frac{3l}{4}$ seinen positiven und negativen Größtwert an:

$$(18)\qquad \max Q=\pm\frac{2\pi f}{l}\cdot K_e,$$

worin der Knickpfeil f unbekannt ist. Sein Wert ist, da f aus der Rechnung herausfällt, unbestimmt, d. h. der Gliederstab ist unter K_e bei beliebigem Pfeil f im Gleichgewicht. Zu einer Abschätzung von $\max Q$ führt die Überlegung, daß f im ungünstigsten Falle nur einen solchen Wert annehmen kann, bei dem die Tragfähigkeit der Gurtungen erschöpft ist und diese auf die Feldlänge c einzeln ausknicken; mit i_g als Trägheitshalbmesser eines Gurtquerschnitts wird hierbei $\sigma_g=3{,}1-0{,}0114\cdot\frac{c}{i_g}$ die Gurtknickspannung, wofür wegen der Kleinheit von $c:i_g$ noch ungünstiger $\sigma_g=3{,}1$ t/cm² gesetzt werden darf. In dem mit dem Pfeil f ausknickenden Gliederstab entsteht aber diese Spannung σ_g nach der Navierschen Formel

$$(19)\qquad \sigma_g=\frac{K_e}{2F_g}+\frac{K_e f}{F_g h}=\sigma_e+\frac{K_e f}{F_g h},$$

worin $\sigma_e=K_e:2F_g$ die Knickspannung des eingespannten Gliederstabes und $\frac{K_e f}{F_g h}$ die zusätzliche Biegungsspannung aus dem Knickmoment $K_e f$ ist. Man erhält aus Gl. 19 $K_e f=F_g h(\sigma_g-\sigma_e)$ und, wenn man diesen Wert in Gl. 18 einführt,

$$(20)\qquad \max Q=\pm\frac{2\pi}{l}(\sigma_g-\sigma_e)\cdot F_g h.$$

Nun ist $\sigma_e=3{,}1-0{,}0114\,\gamma_e\cdot\frac{l}{h}$, wie oben abgeleitet wurde, und es folgt hiermit, wenn man noch $\sigma_g=3{,}1$ t/cm² als ungünstigsten Wert annimmt, aus Gl. 20

$$\max Q=\pm 2\pi\cdot 0{,}0114\,\gamma_e F_g\approx\pm\frac{\gamma_e F_g}{14},$$

wofür man mit der Näherung $\gamma_e\approx 1$ auch schreiben kann

$$(21)\qquad \underline{\max Q=\frac{\gamma_e F_g}{14}\approx\frac{F_g}{14}}.$$

Für diese nach Gl. 21 so ungünstig wie möglich abgeschätzte Querkraft, die erst beim Ausknicken der Einzelgurtungen auftritt, dürfen die Querverbindungen und deren Anschlüsse mit einfacher Bruch- und Knicksicherheit bemessen werden, da kein Grund vorliegt, sie tragfähiger als den Gesamtstab auszubilden.

D. Vergleich von Einspannung und Schneidenlagerung.

Die Gl. 13, 16 u. 21 kennzeichnen die Verhältnisse beim Knicken eingespannter Gliederstäbe. Die ihnen entsprechenden Beziehungen für Gliederstäbe mit Schneidenlagerung sind bekannt und lauten, wenn man statt des die Einspannung kennzeichnenden Zeigers „e“ den der Schneidenlagerung entsprechenden Zeiger „s“ verwendet,

$$(13^*)\qquad \underline{K_s=\frac{\pi^2 TJ}{l^2}:\left[1+\frac{\pi^2 TJ}{l^2}\cdot\frac{w}{E\,c\,h^2}\right]=\frac{\pi^2 TJ}{(\gamma_s l)^2}}$$

für Fachwerkstäbe, mit den für die verschiedenen Vergitterungen oben angeführten Werten von w und $\gamma_s=\sqrt{1+\frac{\pi^2 TJ}{l^2}\cdot\frac{w}{E\,c\,h^2}}$;

$$(16^*)\qquad \underline{K=\frac{\pi^2 TJ}{l^2}:\left[1+\frac{\pi^2 TJ}{l^2}\left(\frac{c^2}{24\,TJ_g}+\frac{ch}{12\,EJ_p}\right)\right]=\frac{\pi^2 TJ}{(\gamma_s l)^2}}$$

für Rahmenstäbe, wobei $\gamma_s=\sqrt{1+\frac{\pi^2 TJ}{l^2}\left(\frac{c^2}{24\,TJ_g}+\frac{ch}{12\,EJ_p}\right)}$ ist;

$$(21^*)\qquad \underline{\max Q=\frac{\gamma_s F_g}{14}\approx\frac{F_g}{14}}.$$ [2])

Bei einem Vergleich der für Einspannung und Schneidenlagerung geltenden Beziehungen ist zu beachten, daß der Modul T in zwei sich entsprechenden Gleichungen, z. B. Gl. 13 u. 13*, ganz verschiedene Werte hat; sieht man zunächst davon ab, daß die Werte γ_s und γ_e etwas verschieden voneinander sind und setzt in erster Näherung $\gamma_s\approx\gamma_e\approx 1$, so gilt für Gl. 13 ein Modul T_e, der der Schlankheit $l:h$ des eingespannten Gliederstabes zugeordnet ist, während der in der entsprechenden Gl. 13* auftretende Modul T_s des schneidengelagerten Stabes zur Schlankheit $2\,l:h$ gehört. T_s ist aber größer als T_e. Abgesehen von dem unbedeutenden Einfluß, den der Wert γ_e bezw. γ_s auf die Knickgrenze hat, läßt sich hieraus folgern, daß sich die Knickgrenze eines Gliederstabes infolge vollkommener Einspannung um etwa ebensoviel erhöht wie bei einem Vollwandstab von gleicher Länge und dem Trägheitshalbmesser $i=\frac{h}{2}$; inwieweit sich der Einfluß der Querausteifung (γ_e bezw. γ_s) noch außerdem geltend macht, soll unten an einer numerischen Vergleichsrechnung nachgeprüft werden.

Die größten Querkräfte beim Knicken verhalten sich bei Einspannung und Schneidenlagerung wie $\gamma_e:\gamma_s$. Der eingespannte Gliederstab bedarf daher nur einer unerheblich kräftigeren Querausteifung gegenüber dem in Schneiden gelagerten Gliederstab.

Zahlenbeispiele.

1. Gliederstab: Ausfachung nach Abb. 5;
   Gurtungen $2\times\sqcap$ 28 mit Stegflächen außen;
   Baulänge $l=650$ cm;
   Feldweite $c=50$ cm;
   theoretischer Gurtabstand $h=25$ cm.
2. Gliederstab: Wie Stab 1, jedoch $h=35$ cm.
3. Gliederstab: Wie Stab 1, jedoch $h=45$ cm.

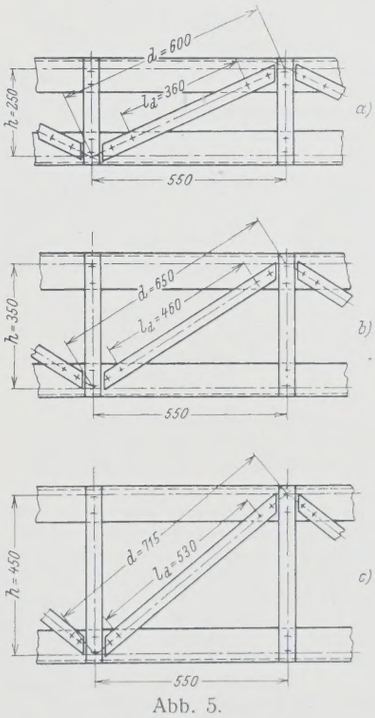


Abb. 5.

Bauart und Abmessungen der drei Stäbe s. Abb. 5. Im Interesse eines gerechten Vergleichs wurden die Querverbände so bemessen, daß sie für $\max Q=\frac{F_g}{14}$ möglichst genau einfach knicksicher sind, was zur Wahl nicht handelsüblicher Querschnitte für die Flacheisenvergitterung führte. Die für alle drei Stäbe für vollkommene Einspannung und für Schneidenlagerung durchgeführte Berechnung ergab Knickspannungen $\sigma_e>\sigma_p$ bezw. $\sigma_s>\sigma_p$ für die Gliederstäbe, während die mit höchstens 2 t/cm² beanspruchten Diagonalen, in denen Nieten von 16 mm Durchm. abgezogen sind, im elastischen Bereich knicken, so daß die obigen Beziehungen, insbesondere die Einführung von T und E in ihnen, in allen Fällen berechtigt waren. Die Vergitterungen liegen in den beiden Flanschebenen der Gurtquerschnitte.

1. Beispiel (Gliederstab 1):

$$h=25\text{ cm};\quad Q=\frac{F_g}{14}=\frac{53{,}3}{14}=3{,}81\text{ t};$$

$$D=\frac{Q}{2}\cdot\frac{d}{h}=\frac{3{,}81}{2}\cdot\frac{60}{25}=4{,}58\text{ t für ein Flacheisen.}$$

Diagonalenquerschnitt:

$4{,}0\cdot 0{,}95$ cm²; $F_d=2\cdot 4{,}0\cdot 0{,}95=7{,}6$ cm²; $J_d=4{,}0\cdot\frac{0{,}95^3}{12}=0{,}286$ cm⁴.

[2]) Vergl. R. Krohn, Zentralbl. d. Bauverw. 1908.

Knickkraft einer Diagonale:

$$D_k = \frac{\pi^2 \cdot 2150 \cdot 0{,}286}{36^2} = 4{,}68 \text{ t} \approx D.$$

$$\frac{w}{E c h^2} = \frac{d^3}{c h^2 E F_d} = \frac{60^3}{55 \cdot 25^3 \cdot 2150 \cdot 7{,}6} = 0{,}000385.$$

a) Schneidenlagerung:

Für einen Vollwandstab wäre $\lambda_s = \frac{2l}{h} = \frac{1300}{25} = 52$, wozu als Knickspannung $\sigma = 3{,}1 - 0{,}0114 \cdot 52 = 2{,}506$ t/cm² und daher $\frac{\pi^2 T J}{l^2} = \sigma \cdot 2 F_g = 2{,}506 \cdot 2 \cdot 53{,}3 = 267{,}5$ t gehören würde. Hiermit wird $\gamma_s^2 = 1 + \frac{\pi^2 T J}{l^2} \cdot \frac{w}{E c h^2} = 1 + 267{,}5 \cdot 0{,}000385 = 1{,}103$ und $\gamma_s = 1{,}0565$. Zur Schlankheit $\gamma_s \cdot \frac{2l}{h} = 1{,}0565 \cdot 52 = 55$ des Gliederstabes gehört $\sigma_k = 3{,}1 - 0{,}0114 \cdot 55 = 2{,}473$ t/cm² als Knickspannung und $K_s = 2{,}473 \cdot 2 \cdot 53{,}3 = 263{,}5$ t als Knickkraft.

b) Einspannung:

Für einen Vollwandstab wäre $\lambda_e = \frac{l}{h} = \frac{650}{25} = 26$, wozu als Knickspannung $\sigma = 3{,}1 - 0{,}0114 \cdot 26 = 2{,}803$ t/cm² und daher $\frac{4\pi^2 T J}{l^2} = 2{,}803 \cdot 2 \cdot 53{,}3 = 299$ t gehören würde. Hiermit wird $\gamma_e^2 = 1 + \frac{4\pi^2 T J}{l^2} \cdot \frac{w}{E c h^2} = 1 + 299 \cdot 0{,}000385 = 1{,}115$ und $\gamma_e = 1{,}0575$. Zur Schlankheit $\gamma_e \cdot \frac{l}{h} = 1{,}0575 \cdot 26 = 27{,}5$ des Gliederstabes gehört $\sigma_k = 3{,}1 - 0{,}0114 \cdot 27{,}5 = 2{,}786$ t/cm² als Knickspannung und $K_e = 2{,}786 \cdot 2 \cdot 53{,}3 = 297$ t.

Die ebenso durchgeführte Rechnung für die beiden anderen Gliederstäbe liefert folgende Ergebnisse:

2. Beispiel (Gliederstab 2):

$h = 35$ cm; $D = 3{,}54$ t; Diagonalenquerschnitt $4{,}0 \cdot 1{,}035$; $F_d = 8{,}28$ cm²; $D_k = 3{,}72$ t $\approx D$; $w = 000\,229$.

a) Schneidenlagerung	b) Einspannung
$\lambda_s = 37{,}2$; $\sigma = 2{,}676$ t/cm²	$\lambda_e = 18{,}6$; $\sigma = 2{,}888$ t/cm²
$\frac{\pi^2 T J}{l^2} = 285{,}5$ t	$\frac{4\pi^2 T J}{l^2} = 308$ t
$\gamma_s = 1{,}0327$	$\gamma_e = 1{,}0354$
$K_s = 284$ t	$K_e = 307{,}5$ t.

3. Beispiel (Gliederstab 3):

$h = 45$ cm; $D = 3{,}03$ t; Diagonalenquerschnitt $4{,}0 \cdot 1{,}08$; $F_d = 8{,}64$ cm²; $D_k = 3{,}18$ t $\approx D$; $w = 0{,}000\,177$.

a) Schneidenlagerung	b) Einspannung
$\lambda_s = 28{,}9$; $\sigma = 2{,}77$ t/cm²	$\lambda_e = 14{,}45$; $\sigma = 2{,}935$ t/cm²
$\frac{\pi^2 T J}{l^2} = 295{,}5$ t	$\frac{4\pi^2 T J}{l^2} = 313$ t
$\gamma_s = 1{,}0262$	$\gamma_e = 1{,}0278$
$K_s = 294{,}4$ t	$K_e = 312{,}1$.

Bezeichnet man mit $\Delta_v = \left(\frac{4\pi^2 T J}{l^2} - \frac{\pi^2 T J}{l^2}\right) : \frac{\pi^2 T J}{l^2} \cdot 100$ die prozentuale Erhöhung der Knickgrenze des Vollwandstabes infolge vollkommener Einspannung und mit $\Delta_g = \frac{K_e - K_s}{K_s} \cdot 100$ den entsprechenden Wert beim Gliederstab, so ergibt sich nach obigen Zahlenbeispielen folgendes Bild:

Stab Nr.	1	2	3
$l : i = 2l : h$	52	37,2	28,9
Δ_v	11,78 %	7,88 %	5,93 %
Δ_g	12,70 %	8,28 %	6,02 %
$\Delta_g : \Delta_v$	1,079	1,050	1,012.

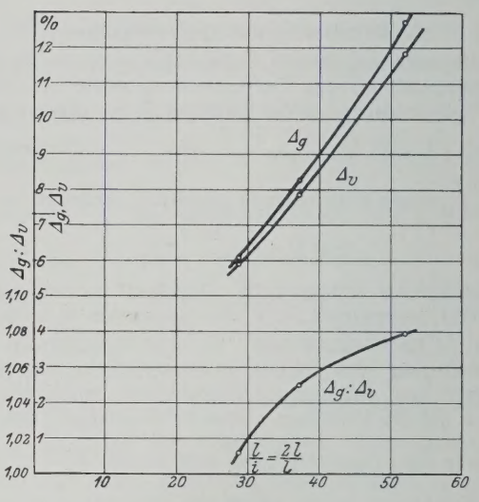


Abb. 6.

In Abb. 6 sind die Werte Δ_v, Δ_g und ihre Verhältnisse $\Delta_g : \Delta_v$ in Abhängigkeit von der Schlankheit $l : i = 2l : h$ nach vorstehender Zahlentafel als Schaulinien dargestellt. Man ersieht hieraus, daß der günstige Einfluß vollkommener Einspannung beim Gliederstab zwar etwas größer ist als beim Vollwandstab, daß er jedoch in dem untersuchten Schlankheitsbereich, der etwa den praktischen Verhältnissen entspricht — bei Gliederstäben ist im allgemeinen $30 \leqq \frac{l}{i} \leqq 60$ —, so unerheblich ist, daß die Berücksichtigung einer vollkommenen Einspannung das Ergebnis der Rechnung nur wenig, der meist vorhandenen nur teilweisen Einspannung so gut wie überhaupt nicht ändert. Es erscheint deshalb empfehlenswert, solche Stäbe mit ihrer Systemlänge als freier Knicklänge zu rechnen.

INHALT: Die Schleusentore für die Kachletstufe der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau. — Die Entwässerung der Stadt Karlsruhe und ihrer Umgebung. — Wasserberuhigungseinrichtungen der umlauflosen Schiffschleusen des Wesel-Datteln-Kanals. — Ein Plan zur Untertunnelung des Strelasundes bei Stralsund. — Über den Einfluß vollkommener Einspannung der Stabenden auf die Knickgrenze gegliederter Druckstäbe.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 27. März 1928 Heft 13

Bücherschau.

Handbuch für Eisenbetonbau. Herausgegeben von Dr. Dr. techn. h. c. F. Emperger. 3. Auflage. XII. Band. Hochbau II. Teil. Dachbauten, Schalen und Rippenkuppeln. Bearbeitet von Oberingenieur H. J. Kraus und Oberingenieur Fr. Dischinger. 378 S. mit 560 Textabbild. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 25,50 R.-M., geb. 28 R.-M.

Das Erscheinen des XII. Bandes bedeutet einen weiteren wichtigen Schritt bei dem Ausbau der 3. Auflage des Handbuches, die nunmehr — bis auf den noch in Vorbereitung befindlichen VI. Band und binnen kurzem zu erwartenden IX. Band — vollständig vorliegt. Die erhebliche Verzögerung bei Fertigstellung des XII. Bandes gegenüber den längst erschienenen beiden anderen Hochbaubänden XI und XIII ist jedenfalls seinem Inhalte zugute gekommen, insbesondere deshalb, weil erst jetzt genügende Erfahrungen über den Bau der neuerdings in Aufnahme gekommenen Schalenkuppeln verfügbar sind und in dem Buche verwertet werden konnten.

Das erste Kapitel des neuen Bandes bringt die Dachbauten. Es ist von Oberingenieur H. J. Kraus völlig neu behandelt worden, und zwar sind im ersten Teile ausschließlich neuere Ausführungsbeispiele der verschiedensten Balken-, Bogen- und Rahmendächer in Eisenbeton erörtert, die dem Studierenden und Konstrukteur ein sicherer Wegweiser durch dieses so vielfach verzweigte Gebiet sein werden. Im zweiten Teile beschreibt der Verfasser, der an leitender Stelle bei einer der bekanntesten deutschen Sonderfirmen steht, in übersichtlicher und doch erschöpfender Weise die baulichen Einzelheiten, wie Dachplatten, Pfetten, Isolierung, Fugenausbildung und Eindeckung. Wo erforderlich, sind Angaben über die statische Berechnung der Gesamtanlage und Einzelheiten beigefügt.

Eine wesentliche Bereicherung hat der Inhalt des Handbuches durch das zweite Kapitel erfahren, das, in der neuen Bearbeitung durch Dipl.-Ing. Fr. Dischinger die Schalen und Rippenkuppeln, außerdem die Zeltdächer behandelt. Der Verfasser ist bekanntlich Miterfinder der Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe und Zeiss-Dywidag-Kuppeln und verfügt als Bauleiter zahlreicher derartiger Bauausführungen über gründliche Erfahrungen auf diesem jungen, noch in Entwicklung begriffenen Sondergebiete. Sehr eingehend hat er die gewiß für viele Benutzer des Handbuches völlig neue Theorie und Berechnung der membranartigen und der biegungssteifen Rotationsschalen und die Membrantheorie für die Schalen mit beliebigem, stetig gekrümmtem Grundriß entwickelt. Auch über die statische Berechnung der Rippenkuppeln und Zeltdächer findet man die notwendigen Angaben. Zahlreiche neuere ausgeführte Beispiele von Schalen, Rippenkuppeln und Zeltdächern erläutern durch Beschreibung und gute Abbildungen die Theorie.

Ein ausführliches Sachverzeichnis erleichtert den praktischen Gebrauch des vortrefflich ausgestatteten Bandes, dessen Anschaffung jedem Eisenbetonbauer auf das wärmste zu empfehlen ist. Ls.

Der Genauigkeitsgrad von Flügelmessungen bei Wasserkraftanlagen. Von Prof. Dr.-Ing. A. Staus. 35 S. mit 15 Textabb. und 4 Zahlentafeln. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis 2,40 R.-M.

Die kleine Schrift ist ein dankenswerter Beitrag zur Literatur über Wassermessungen mit dem hydrometrischen Flügel. An zahlreichen Untersuchungsergebnissen wird der hohe Genauigkeitsgrad dieser Messungsart nachgewiesen. Auch die Eichung der Flügelapparate wird eingehend besprochen; zu bemerken ist die Feststellung, daß der mittlere Fehler guter Flügeleichungen nur etwa $\pm$ 0,001 bis $\pm$ 0,004 m/Sek. beträgt. Ferner wird die bekannte Erscheinung erörtert, daß der Flügel auch bei Strömungen, die schräg zu seiner Längsachse unter einem Winkel α auftreffen, bis etwa $\alpha = 15°$ (und 20°) noch hinreichend genaue Angaben liefert.

Der Einfluß der Wandnähe auf den Flügelumlauf und seine Angaben wird ebenfalls eingehend untersucht, Unterschiede sind zwar nachweisbar, indessen so gering, daß auch in Wandungsnähe die in normaler Weise bestimmte Flügelgleichung anwendbar bleibt.

Zum Schlusse werden noch Hinweise auf die Zeitmessung, auf die Durchführung der Geschwindigkeitsmessung in offenen Gerinnen und in Rohrleitungen und auf den erreichbaren Genauigkeitsgrad gegeben.

Zu Mißverständnissen könnten die Angaben auf S. 3 und 12 führen: „In einer geraden Strecke pflegt sich . . . die Wasserströmung nach einem Krümmer in einer Entfernung gleich dem 40fachen Rohrdurchmesser parallel zu richten"; gemeint ist, daß sich alsdann die normale turbulente Strömung der geraden Strecke wieder zeigt; „Für turbulente Strömungen . . . soll man . . . dadurch besonders gute Resultate erhalten, daß man an dem Messungsergebnis des Flügels eine Korrektur anbringt." In der Natur haben wir in Gerinnen stets turbulente Strömungen zu erwarten, aber selbst beim Eichen ist bereits nach der ersten Fahrt, die z. B. in der Berliner Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau stets unausgewertet bleibt, auf lange Zeit schwache Turbulenz im Eichgerinne vorhanden, so daß die Eichung tatsächlich im turbulenten Wasser stattfindet; m. E. erübrigt sich daher jede Korrektur, die zudem nicht sicher ermittelt werden kann.

Prof. Dr.-Ing. R. Winkel.

Hölzerne Dachkonstruktionen, ihre Ausbildung und Berechnung. Von Dr.-Ing. Gesteschi. 4. Auflage. VII u. 245 S. mit 313 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 12,40 R.-M., geb. 14 R.-M.

Gegenüber der 3. Auflage ist der Inhalt der soeben erschienenen neu bearbeiteten 4. Auflage durch den Wegfall der grundlegenden Betrachtungen über den neuzeitlichen Holzbau eingeschränkt, dafür aber durch Aufnahme von weiteren Beispielen neuer Dach- und Hallenkonstruktionen erweitert worden. Der Inhalt ist gegliedert nach:

A. Allgemeine Anordnung und Belastung der Dächer,
B. Sparren, Sprossen und Pfetten,
C. Binder mit Stütz- und Hängekonstruktionen,
D. Fachwerkbinder,
E. Vollwandbinder,
F. Hallenbauten,
G. Zelt-, Kuppel- und Turmdächer, Dachreiter.

Auf die Sonderbauweisen ist in den einzelnen Kapiteln hingewiesen. Bemerkenswerte Bauausführungen sind in großer Zahl und anschaulicher Darstellung wiedergegeben. Es ist zu hoffen, daß der Band „Grundlagen des Holzbaues", der vom Verlag als gemeinsamer Unterbau für die „Hölzernen Dachkonstruktionen" und die „Hölzernen Brücken" gedacht ist, in Bälde erscheinen wird. Der Mangel einheitlicher Berechnungsgrundlagen wird um so mehr empfunden, als in Deutschland zurzeit noch allgemeingültige „Bestimmungen für Holzbauten" fehlen. Die vorgeführten Beispiele zeigen so z. B., daß noch recht erhebliche Unterschiede in der Wahl der zulässigen Spannungen für Bauglieder und Verbindungsmittel bestehen.

Im übrigen ist es dem Verfasser gelungen, einen vollständigen Überblick über den derzeitigen Stand des Holzbaues auf dem Gebiete der Dachkonstruktionen zu geben und alles das zu bringen, was dem Praktiker wichtig und wissenswert erscheint. Sch.

Die Geologie im Ingenieur-Baufach. Von Major a. D. Dr. W. Krantz. 425 S. mit 53 Abb. u. 7 Tafeln. Stuttgart 1927. Verlag von Ferdinand Enke. Preis geh. 31,50 R.-M., geb. 34 R.-M.

Der Titel „Die Geologie im Ingenieur-Baufach" erweckt die Erwartung, daß das Werk das bringt, was im Ingenieurbaufach an Geologie gebraucht wird, und daß es sie in einer für den Bauingenieur mundgerechten Form gibt; wenigstens habe ich den Titel zunächst so aufgefaßt. Er ist aber so zu verstehen, daß in dem Buche die Notwendigkeit der Anwendung der Geologie im Baufach dargetan wird. Das Werk bringt zahlreiche und ausführliche Belege dafür, daß diese Wissenschaft im Ingenieur-Baufach unentbehrlich ist, und wo man sie anwenden muß. Dieser Beweis, den zu führen immerhin zweckmäßig ist, wird in aller Ausführlichkeit gegeben, stellenweise wohl etwas zu weitschweifig, wenn auch vieles von den beigebrachten Belegen recht interessant ist.

Das Buch gliedert sich in folgende Abschnitte:

A) Betrachtungen über die Kriegsgeologie und ihre Bedeutung für die allgemeine angewandte Geologie, sowie über die Bedeutung und zweckmäßige Ausgestaltung des geologischen Unterrichts für Ingenieure (52 S.),
B) Technisch wichtige Mineralien und Gesteine, Tabellen (137 S.), darunter zahlreiche Angaben über Betondruckproben (131 S.),
C) Geologie und Wasser im Baufach (116 S.),
D) Geologie und Baugrunduntersuchung (113 S.).

Der Abschnitt A) interessiert natürlich nur einen sehr engen Kreis von Ingenieuren; von allgemeiner Bedeutung sind nur die Darlegungen über den geologischen Unterricht (S. 38 bis 52), denen man im allgemeinen auch durchaus zustimmen kann, insbesondere der Zusammenfassung über das Ziel des Unterrichts in Geologie für Bauingenieure: „Übermittlung von geologischem Wissen und Verständnis, welches mindestens ausreicht, Gutachten von Fachgeologen richtig verstehen und beurteilen zu können, . . . in Fundamentierungs- und Materialfragen usw. keine groben Fehler zu begehen, zweifelhafte Fälle zu erkennen und rechtzeitig Fachgeologen zuzuziehen".

Der Abschnitt B) bringt einige Tabellen über Mineralien und Gesteine (6 S.), dann aber 131 Seiten Tabellen über Druckproben. Diese gehören meiner Ansicht nach nicht in dieses Buch, denn niemand wird sie da suchen; sie stehen zum Thema in einer zu losen Beziehung. Vor allem habe ich nicht entdecken können, daß irgendein allgemein gültiger und klarer Zusammenhang besteht zwischen der geologischen Herkunft der Zuschlagstoffe und der Druckfestigkeit des Betons.

Die Abschnitte C) und D) bringen das, was dem Titel des Buches eigentlich entspricht; zahlreiche und zum Teil sehr interessante Beispiele dafür, wie wichtig die geologische Betrachtung und Untersuchung des Baugrundes für Ingenieurbauten ist und wie unheilvoll ihre Unterlassung sich auswirken kann.

Gerade diese Abschnitte können jedem Ingenieur nur auf das wärmste empfohlen werden. Dr.-Ing. Kögler.

Tabellen für Eisenbetonkonstruktionen. Band I: Platten und Plattenbalken. Von Dipl.-Ing. Georg Kaufmann. 4. Auflage. 245 S. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 9 R.-M., geb. 10 R.-M.

Das jedem Fachmann bekannte Tabellenwerk liegt in vierter Auflage vor, die wegen der inzwischen erschienenen neuen Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton vollkommen neu bearbeitet werden mußte. Einer kurzen Einleitung folgen Bezeichnungen der Tabellenwerte und recht zweckmäßig gewählte Zahlenbeispiele, die eine schnelle Einführung in die Tabellenarbeit ermöglichen. Zuerst kommen wieder die Tabellen für Deckenplatten, und zwar, den Vorschlägen der amtlichen Bestimmungen entsprechend, für $M = {}^1/_8$, ${}^1/_{11}$, ${}^1/_{12}$, ${}^1/_{15}$ und ${}^1/_{18} \cdot Ql$. Die Deckenstärken sind von 8 bis 20 cm mit 1 cm Abstand gewählt worden, bei Belastungswerten von 200 bis 2000 kg/m². Es folgen dann die Tabellen für Plattenbalken, und zwar für die Fälle $x < d$ und $x > d$. Auch hier sind die Zwischenräume der einzelnen Tabellenwerte für Balkenhöhe wie für Plattenstärke vermindert worden, was natürlich eine nicht unwesentliche Vergrößerung des Buchumfanges nötig machte. Es folgen dann die Tabellen zur Berechnung der Druckbewehrung bei Plattenbalken, und zwar für den Fall, daß die Nullinie innerhalb, und für den anderen Fall, daß sie außerhalb der Deckenplatte zu liegen kommt. Auf die in der Einleitung enthaltene Bemerkung bezüglich der Wirtschaftlichkeitsfrage solcher druckbewehrten Plattenbalken sei ihrer Wichtigkeit wegen besonders aufmerksam gemacht. Den Abschluß des Werkes bildet die bekannte Zusammenstellung der Entwurfskoeffizienten für die Berechnung der Nutzhöhe und des Eisenquerschnittes. Es sei mir der Hinweis gestattet, daß die Wertziffer k' für die Spannungen 30 und 1200 kg/cm² falsch angegeben ist. Die 6. und 7. Dezimalstellen könnten eigentlich verschwinden. Ich möchte außerdem den Vorschlag machen, diese Zusammenstellung ein wenig umfangreicher zu gestalten und auch hier nur mit Zwischenräumen von 2 kg/cm² bei der Betonspannung zu rechnen. Bezüglich der Rundeisentabelle erscheint es mir für den praktischen Gebrauch vorteilhafter, auch die Flächenwerte für 7 und 9 Stück Einlagen einzuschalten.

Das Kaufmannsche Tabellenwerk ist für den praktischen Gebrauch sehr gut geeignet und kann jedem, der viel mit Eisenbetonberechnungen zu tun hat, auch in der Neuauflage angelegentlich empfohlen werden. Druck und Ausstattung des Buches lassen nichts zu wünschen übrig.

C. Kersten.

Einführung in die höhere Mathematik unter besonderer Berücksichtigung der Bedürfnisse des Ingenieurs. Von Prof. Dr. phil. Fritz Wicke. Zwei Bände. VI u. 428 u. 493 S. mit 404 Textabb. und 1 Tafel. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis jedes Bandes geb. 24 R.-M.

Das vorliegende Werk, das seine Entstehung den Lehrerfahrungen des Verfassers an der Staatl. Gewerbeakademie zu Chemnitz verdankt, will der theoretischen Ausbildung des Praktikers, besonders des Ingenieurs und Naturwissenschaftlers dienen. Daraus erklärt sich die zum Teil eigenartige Auswahl des Stoffes und die elementare, eingehende Art seiner Behandlung. Der Verfasser knüpft die theoretischen Erörterungen an bestimmte praktische Aufgaben an und wendet umgekehrt die von ihm entwickelte allgemeine Theorie auf besondere technische, physikalische und chemische Aufgaben an, die ebenfalls recht ausführlich behandelt werden und dadurch den praktischen Wert des Werkes beträchtlich erhöhen; bei der Ableitung rein abstrakter mathematischer Ergebnisse wird oft auch die Anschauung herangezogen.

Der Stoff ist in sechs Abschnitte gegliedert: Differentialrechnung, Integralrechnung, Analytische Geometrie der Ebene, Analytische Geometrie des Raumes (mit einem kurzen Abriß der Nomographie), Theorie der Reihen, Differentialgleichungen; die drei ersten Abschnitte füllen den ersten, die drei letzten Abschnitte den zweiten Band. Die Reihenfolge der behandelten Einzelgebiete weicht somit hier und da von dem sonst üblichen Schema ab, ist aber ohne Zweifel aus pädagogischen Gründen für ein Lehrbuch vertretbar.

Die klare Sprache erleichtert das Verständnis des trefflich ausgestatteten Werkes ungemein. Ein Sachverzeichnis am Schlusse des zweiten Bandes gestattet das schnelle Auffinden eines gewünschten Gegenstandes. Das Studium des Werkes kann jedem angehenden Ingenieur und Naturwissenschaftler empfohlen werden. Ls.

Deutscher Baukalender 1928. Ratgeber für alle Gebiete des Baufaches. Drei Teile. Berlin 1927. Verlag Deutsche Bauzeitung G. m. b. H. Preis 6 R.-M.

Der im 56. Jahrgang erschienene Kalender ist wiederum erweitert und ergänzt worden. Teil I (Taschenbuch) enthält außer dem Kalender allgemeine Zahlentafeln sowie wirtschaftliche und rechtliche Angaben für Bauvorhaben und die mit ihrer Bearbeitung betrauten Architekten, deren persönlichen Verhältnissen nunmehr ein breiterer Raum gewidmet ist. — Teil II (Nachschlagebuch) behandelt die praktische Hochbauausführung und bringt dazu u. a. einen Abriß der einschlägigen technischen Wissenschaften, Auszüge der gesetzlichen Vorschriften und verschiedene Zusammenstellungen. Neu ist hierbei der Abschnitt Raumakustik von Prof. Dr. Michel, Hannover. — Teil III (Skizzenbuch) enthält 48 Lichtbildaufnahmen ausgeführter Architekturen aus dem Gebiete des Klinkerbaues und der Baukeramik mit kurzer Einleitung.

Der vielseitige Inhalt macht das Werk zu einem Ratgeber, der besonders den entwerfenden Architekten von Nutzen ist. Bei dem Zweck des Buches wäre es jedoch erforderlich, den gesamten Inhalt dem jeweils neuesten Stande der Technik anzupassen, Überholtes oder veraltete Vorschriften fortzulassen und gerade in den Sondergebieten des Bauwesens nur das etzt Gültige zu bringen. Dr.-Ing. Roll.

j

Die Baukontrolle beim Gußbeton. Von Dipl.-Ing. Oskar Spetzler und Reg.-Baumeister Helmut Möhle. IV u. 56 S. mit 32 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis steif geh. 2,60 R.-M.

Die Verfasser beabsichtigen, die neueren Ergebnisse der Baustoff-Forschung des Betonbaues in leicht faßlicher Darstellung und in gedrängter Form darzustellen. Diese Absicht ist gelungen. Auf 55 Seiten werden die neueren Prüfungsverfahren der Bindemittel, der Zuschlagstoffe und des Betons vorgeführt. Die Bedeutung richtiger Kornzusammensetzung, wie sie die Forschungen von Abrams, Graf, Probst, Gaye u. a. dargetan haben, wird auch in der vorliegenden Arbeit hervorgehoben. Mit der Feststellung der Verfasser, daß der Beton im Bauwerk höhere Festigkeit aufweisen wird als die entsprechenden, in Eisenformen hergestellten Probewürfel, stimmen wir völlig überein. Für die Balkenbiegeprobe wird der Probebalken nach Emperger empfohlen, während der Deutsche Beton-Verein in seinen Vorschriften für Baukontrolle einen Probebalken von größeren Abmessungen eingeführt hat. Diese Vorschriften des Beton-Vereins konnten in dem Werk leider nicht berücksichtigt werden, weil sie erst während der Drucklegung bekanntgeworden sind. Für die 2. Auflage wäre die Verwertung dieser Vorschriften erwünscht.

Wir wünschen dem nützlichen Buche Verbreitung bei den interessierten Stellen und sind der Überzeugung, daß es geeignet ist, die Mechanisierung des deutschen Betonbaues zu fördern. B. Löser, Dresden.

Uhlands Ingenieur-Kalender 1928. Begründet von Wilhelm Heinrich Uhland, bearbeitet von R. Stückle. 54. Jahrgang. In zwei Teilen; I. Teil: Taschenbuch, II. Teil: für den Konstruktionstisch. Alfred Kröner Verlag in Leipzig. Preis 4 R.-M.

Beide Teile des bekannten, von den Maschineningenieuren und denen, die es werden wollen, gern benutzten Kalenders sind in vielen Abschnitten umgearbeitet. Veraltetes ist beseitigt und Neues aufgenommen. Die DI-Normen sind berücksichtigt. Besonders sei anerkannt, daß die Abschnitte Maschinenteile, Dampfkessel, Gebläse und (vor allen Dingen) Elektrotechnik durch die Umarbeitung gewonnen haben. Die Umarbeitung anderer Abschnitte ist noch zurückgestellt, aber für später bereits angekündigt. Der textliche Inhalt des ersten Teiles ist auf 226, derjenige des zweiten Teiles auf 578 Seiten angewachsen. Ein dem zweiten Teile angefügtes, aber für beide Teile geltendes alphabetisches Sachverzeichnis erleichtert den Gebrauch des Kalenders. Eine Bezugsquellenliste wird in manchen Fällen wertvolle Dienste leisten. Zg.

Mitteilungen aus dem Materialprüfungsamt und dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Metallforschung zu Berlin-Dahlem. Neue Folge Heft 6. 41 S. mit 20 Abb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 4 R.-M.

Der den Zeitraum von Januar 1924 bis Oktober 1927 umfassende Bericht gibt, soweit nicht besondere Veröffentlichungen bereits erschienen oder in Vorbereitung sind, einen kurzen Abriß über die Tätigkeit des Materialprüfungsamtes und des Kaiser-Wilhelm-Institutes für Metallforschung.

Die Fachberichte beginnen mit Angaben über die Eichung von Festigkeitsprüfmaschinen. Da heute die Industrie vielfach eigene Prüfmaschinen besitzt, ist deren Beaufsichtigung und Eichung zu einem besonderen Arbeitsgebiet des Materialprüfungsamtes geworden und hat die Beschaffung vielseitiger Eichgeräte erfordert.

Die Prüfung von Konstruktionen und Konstruktionsteilen aus dem Gebiete des Eisen- und Eisenbetonbaues geschah nicht nur in den Versuchstätten des Amtes, sondern auch an Bauwerken, die zum Abbruch bestimmt waren.

Wichtige Erkenntnisse über das statische Verhalten eiserner Fachwerk- und Gittertragwerke wurden an den Brücken in Küstrin und Marienburg gewonnen. Weitere Versuche folgten über den Anschluß steifer Stäbe, die Wirkung von Schweiß- und Nietverbindungen, Gitterdruckstäbe, Gittermaste und Augenstäbe. Die bei Hochbauträgern gewonnenen Ergebnisse sind bereits in den amtlichen Bestimmungen berücksichtigt. Für das geplante Schiffshebewerk Niederfinow wurden umfangreiche Untersuchungen an Drahtseilen mittels eines besonders errichteten Seilversuchturmes vorgenommen. — Weitere Versuche betrafen die Tragfähigkeit von Eisenbetonbauten, die Risse- und Rostbildung an Eisenbetonbalken sowie die zulässigen Beanspruchungen und die Feuerbeständigkeit von Verbundtragwerken. — Auch über die Durchführung zahlreicher Brandversuche wird berichtet.

An Kupfer wurde nach besonderen Verfahren die Frage der Proportionalitätsgrenze erforscht. Weitere Versuche galten der Streckgrenze, dem Einflusse der Querschnittsform von Probestäben, der Knickfestigkeit und Kugeldruckhärte von Metallen. — Zur Klärung des Zusammenhanges zwischen Festigkeitseigenschaften und Gefügebau diente mit Erfolg eine Röntgenanlage. Ferner erstreckten sich die Arbeiten auf Korrosion, Analysenverfahren und Oxydationsvorgänge. — Außer den Normenprüfungen von Zementen fanden Untersuchungen über die Einwirkung von Zucker, Kalischachtlauge und Moorwässern auf Beton statt. Auch an anderen Baustoffen wie Kalk, Traß, Zuschlagstoffe, Ziegel, Kalksandsteine u. a. m. wurden zahlreiche Versuche vorgenommen und Prüfungsverfahren sowie die Grundlage zu Gütevorschriften ausgearbeitet. — Einen breiten Raum nimmt die Untersuchung von Isolierstoffen der Elektrotechnik, Kautschuk, Anstrichstoffen, Ölen, Fetten, Wachs, Harzen, Papier und Faserstoffen ein.

Der Inhalt des Heftes gestattet einen Einblick in die vielseitigen Aufgaben und Arbeiten der Versuchsanstalt. Da die Stoffprüfung heute nicht nur für den Ingenieur, sondern auch bei vielen Gegenständen des täglichen Bedarfes von großer Bedeutung ist, bietet der Bericht für weite Kreise manche Anregung und ist daher lesenswert. Dr.-Ing. Roll.

1. Verzeichnis der Sachverständigen für die Unfallstatistik über Beton- und Eisenbetonbauten. (Nach Landgerichtsbezirken geordnet.) **2. Leitsätze für Verfahren bei Aufstellung der Unfallstatistik für Beton- und Eisenbetonbauten.** Herausgegeben vom Deutschen Ausschuß für Eisenbeton. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Einzelpreis für 1. u. 2. zusammen 0,40 R.-M., 25 Stück 7,50 R.-M., 50 Stück 12,50 R.-M., 100 Stück 20 R.-M., 1000 Stück 150 R.-M. zuzüglich Postgeld.

Die neu erschienene ausführliche Liste der Sachverständigen wird bei Eintritt eines Bauunfalles dem davon Betroffenen sicherlich sehr willkommen sein. Für eine sachlich tunlichst zutreffende Aufstellung einer Unfallstatistik ist die möglichst gleichmäßige und genaue Beachtung der neuen „Leitsätze" außerordentlich wichtig; nur dann, wenn dies geschieht, kann die Unfallstatistik für die Allgemeinheit in bester Weise nutzbar gemacht werden. Ls.

Die Treidel-Schwebebahn, das Schleppmittel der Zukunft auf Binnenwasserstraßen. Von Arthur H. Müller, Regierungsbaumeister a. D. 63 S. mit 24 Abb. u. 3 Tafeln. Hamburg 1927. Verlag von Boysen & Maasch. Preis 5 R.-M.

Im Hinblick auf den Wettbewerb mit der Eisenbahn muß die Binnenschiffahrt heute mehr denn je auf eine Verbesserung ihrer Schleppverfahren Bedacht nehmen. Der bekanntlich sehr geringe Nutzeffekt beim gewöhnlichen Schleppzugbetrieb hat bereits vor 20 Jahren beim Bau des Teltow-Kanals zur Einführung der elektrischen Treidelei vom Ufer aus geführt. Auf französischen Kanälen werden neuerdings auf dem Ufer laufende Raupenschlepper verwendet.

Schon vor dem Kriege hat Richard Koß in Münster den genialen Gedanken seiner „Wassereisenbahn" erproben können, ohne daß der Ausführung behördlicherseits näher getreten worden ist. Wenn auch bei diesem neuerdings in Buchform veröffentlichten Schleppverfahren die Nachteile der Ufertreidelei vermieden werden, so unterliegt doch die dauernde Unterwasserlage wichtiger Bestandteile gewissen Bedenken, die nur durch Probebetriebe entkräftet werden können.

Demgegenüber stellt die eigenartige Treidel-Schwebebahn von Arthur H. Müller ein Schleppmittel dar, das bereits bei Hamburg praktisch erprobt ist und die größte Beachtung aller Kreise verdient, denen die Vervollkommnung des Binnenschiffahrtbetriebes am Herzen liegt. Denn nicht allein auf die Vergrößerung der Fahrzeuge und damit leider auch der Kanäle und Schleusen kommt es an, um die Schiffahrt mit der Eisenbahn wettbewerbfähig zu machen, sondern auch besonders auf die Verbilligung der Betriebskosten und auf die Beschleunigung des Verkehrs. Daß dieses Ziel durch die Treidel-Schwebebahn erreicht werden kann, wird in der kleinen Schrift von Arthur H. Müller in überzeugender Weise erörtert und in technischer und betrieblicher Hinsicht nachgewiesen.

In der Kanalmittellinie, etwa 5 m über dem Wasserspiegel, läuft ein ganz leichtes eisernes Hängefachwerk von 150 bis 160 m Spannweite, das auf portalartigen Bockstützen gelagert ist. Am Untergurt des Hängefachwerks hängt mit gekröpften Bügeln die I-förmige Fahrschiene, auf der sich eine elektrische Zugkatze bewegt und das Schiff zieht. Der Verfasser hat alle Einzelheiten in klarer und einwandfreier Weise behandelt, und es steht zu erwarten, daß die neue, übrigens gar nicht kostspielige Schleppvorrichtung vom Binnenschiffahrtgewerbe unterstützt und vom Reichsverkehrsminister durch Überlassung einer Probestrecke irgendwo zur Anwendung gebracht wird. Die Probeversuche in Hamburg sind befriedigend verlaufen. Nun handelt es sich darum, das neue System auch im Großbetriebe der praktischen Schiffahrt zu zeigen. Möge dem Verfasser recht bald dazu Gelegenheit geboten werden. Ctg.

Luegers Lexikon der gesamten Technik und ihrer Hilfswissenschaften. 3. Auflage. Herausgegeben von Oberregierungsbaurat a. D. E. Frey. IV. Bd. Hebelarm bis Maß. 835 S. mit zahlreichen Abbild. Berlin u. Leipzig 1928. Deutsche Verlagsanstalt Stuttgart. Preis in Halbleder geb. 45 R.-M.

Die drei ersten Bände des neuen „Lueger" findet man besprochen in der „Bautechnik" 1926, Heft 25, S. 352, Heft 40, S. 605, und 1927, Heft 54, S. 801. Nunmehr liegt auch der IV. Band fertig vor, und wir stellen gern fest, daß dieser neue Band in bezug auf Reichhaltigkeit und Gründlichkeit des Inhalts sowie auf Gediegenheit der Ausstattung hinter seinen Vorgängern nicht zurücksteht. Soweit eine bloße Durchsicht des Buches einen richtigen Eindruck von seinem inneren Werte geben kann, scheinen die allermeisten Stichwörter entweder ganz neu bearbeitet oder doch wenigstens zeitgemäß umgearbeitet zu sein; das Werk steht ohne Zweifel im wesentlichen auf der Höhe der Wissenschaft und Erfahrung.

Größere, besonders beachtenswerte Abhandlungen aus den Gebieten des Ingenieurbauwesens haben u. a. geliefert: Maier-Leibnitz (Stichwörter: Industriebau, Leitungsmaste), Brix (Kanalisation, Kläranlagen), Melan (Holzbrücken), Klemm (Hydraulik), Kübler (Herzstücke, Lokomotivschuppen), Hüttig (Heizung), Wülfrath (Krane), T. Schwarz (Hellingkrane), Bentinger (Leichenverbrennung).

Die vielfach sehr ausführlichen Literaturverzeichnisse bei den einzelnen Stichwörtern (z. B. bei Stichwort „Kläranlagen" 171 Nummern umfassend) ließen sich hier und da wohl durch Streichung völlig belangloser, veralteter Quellen ohne Schaden etwas kürzen.

Mit dem hoffentlich baldigen Erscheinen der beiden noch fehlenden Schlußbände wird das große Werk vollendet sein. Wir werden dann wieder über ein vollständiges, fachwissenschaftlich befriedigendes deutsches technisches Lexikon verfügen, dessen sich jeder Ingenieur in seiner Praxis, aber auch der gebildete Laie im täglichen Leben mit großem Nutzen bedienen kann. Ls.

Grundlagen des Aufzugbaues. Von Dr. M. Paetzold, Oberregierungsrat, Mitglied des Reichs-Patentamtes. 172 S., 165 Abb. im Text. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 20,— RM.

Der Titel würde vielleicht treffender lauten: „Grundlagen des Aufzugbetriebes"; denn das Buch ist nicht für die Erbauer von Aufzügen geschrieben, weil es weder Berechnungen noch Abmessungen oder Beanspruchungen enthält, sondern ausschließlich aus Beschreibungen besteht, die meistens aus Patentschriften entnommen sind. Ein solches Buch ist aber recht wohl verwendbar für solche, die sich Aufzüge beschaffen wollen, vorausgesetzt, daß es nur zeitgemäße Ausführungen bringt.

Es ist aber schwierig, zurzeit ein Buch über Aufzüge zu schreiben, weil der Aufzugbau sich gegenwärtig bei uns in starker Entwicklung befindet, um den amerikanischen Vorsprung einzuholen. Die Seiltrommel wird gegenwärtig verdrängt durch die Treibscheibe; die Aufstellung des Triebwerks im Keller ist wegen des starken Seilverschleißes nicht mehr zeitgemäß; die gebräuchlichen Fangvorrichtungen sind nicht betriebssicher. Nicht mehr ausgeführt werden Aufzüge mit Riemenbetrieb und Druckwasserbetrieb; Abb. 157 bis 165 sind daher wohl in einem geschichtlichen Werk am Platz, aber mit der Gegenwart haben sie nichts mehr zu tun. Seilsteuerungen werden ebenfalls nicht mehr ausgeführt, weil sie zuviel Wartung und Erneuerung verlangen; Abb. 59 bis 63 und 84 bis 87 sowie 93, 94, 99 kommen daher für Besteller neuer Aufzüge nicht mehr in Betracht. Antriebe mit Zwillingsschnecken — Abb. 49 — und mit Differential-Seiltrieben — Abb. 57 u. 58 — werden wegen großen Verschleißes nicht mehr gebaut. Unsicher sind die Seilbefestigungen (Abb. 25 u. 26). Die Stahlblattkupplung (Abb. 44) wird schon seit vielen Jahren nicht mehr geliefert. Die Zeichnungen sind meistens Patentschriften entnommen und dementsprechend dürftig. Sehr anzuerkennen ist, daß der Verfasser das neuere Schrifttum verwertet hat; ein zusammenfassendes Verzeichnis der Schriften wäre wertvoll.

Papier, Druck und Einband zeigen die bekannte Güte des Verlages Springer.

All denen, die Aufzüge beschaffen wollen, gibt das Buch einen wertvollen Einblick in das schwierige Gebiet und läßt sie erkennen, daß es geraten ist, einen unabhängigen Fachmann als Berater zuzuziehen.

K. — Ch.

Wasserversorgung. Die naturwissenschaftlich-technischen Grundlagen. Von Stadtbaurat Dr.-Ing. Adolf Heilmann, Halle, a. o. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. 211 S. mit 66 Abb. Wittenberg 1927. Verlag A. Ziemsen. Preis geb. 6,50 R.-M.

Das vorliegende Buch bildet einen Teil der von Prof. Dr. Deckert herausgegebenen Sammlung „Lebende Bücher", die sich zur Aufgabe gesetzt hat, die einzelnen Gebiete der gesamten Technik nach einheitlichen Gesichtspunkten darzustellen. Da der Inhalt des Buches nicht nur Fachleuten, sondern auch weiteren Kreisen dienen soll, so war der Verfasser bemüht, die mathematische Seite der Wasserversorgungstechnik auszuschalten und mehr deren naturwissenschaftliche Teile zu beleuchten.

Der Inhalt ist in sieben Hauptabschnitte geteilt, deren zwei ersten sich mit der Beschaffenheit und Reinigung des Wassers befassen, während die übrigen Abschnitte der technischen Seite, wie Wassergewinnung, Wasserfassung, Fortleitung des Versorgungswassers, gewidmet sind.

Die Darstellung des gesamten Stoffes geschieht in sehr lebendiger und anregender Weise und läßt durchblicken, daß sie nicht nur vom Hochschullehrer, sondern auch vom erfahrenen Praktiker herrührt. Durch Einschaltung verschiedener interessanter Erfahrungen aus dem Betriebe großer Wasserwerke, Rechtsfragen bei auftretenden Mängeln, Hinweis auf noch unerforschte Gebiete, hat es der Verfasser verstanden, das Interesse der Leser zu wecken und ihnen die Bedeutung dieses hochwichtigen Zweiges der Technik für das allgemeine Wohl der Menschheit vor Augen zu führen.

Das Buch kann allen jenen bestens empfohlen werden, die mit dem wichtigen Naturelement Wasser in ihrem Berufe zu tun haben, also dem Industrie-Chemiker, den Hygienikern und Bakteriologen, den technischen Verwaltungsbeamten usw. Dem Studierenden des Wasserbaufaches dient das Buch als gute Grundlage für das tiefere Studium der Wasserversorgungstechnik.

Zum genaueren Verständnis des naturwissenschaftlichen Teiles des Buches werden vom Leser allerdings Kenntnisse aus dem Gebiete der Chemie vorausgesetzt, und er wird wohl öfters zu Nachschlagewerken greifen müssen.

Bei späteren Neuauflagen sei dem Verfasser empfohlen, auch auf die Wünschelrutenfrage einzugehen, die doch in neuerer Zeit eine große Bedeutung erlangt hat. Dr. Skall.

Experimentelle Statik. Von Chr. Rieckhof. 128 S. mit 70 Abb. Darmstadt 1927. Selbstverlag Rieckhof.

Das kleine Buch dient wohl in erster Linie der Einführung des Nupubest-Gerätes von Rieckhof (Nupubest = Nullpunktbestimmung).

An einer großen Zahl von einfach und vielfach statisch unbestimmten Gebilden wird die Anwendung des Nupubest-Gerätes dargelegt und gezeigt, wie mit seiner Hilfe die schwierigsten statisch unbestimmten Konstruktionen leicht, schnell und mit großer Genauigkeit in eine Anzahl statisch bestimmter Konstruktionen zerlegt und auf elementare Weise berechnet werden können.

Es sind der Reihe nach behandelt: Biegelinien, Einflußlinien, Stabwerke mit Zugband, Temperaturänderungen, Fachwerkträger und räumliche Stabwerke, letztere allerdings nur flüchtig. — Die Arbeit ist anschaulich und überzeugend geschrieben. Sie wird dem Nupubest-Verfahren zur wohlverdienten Verbreitung verhelfen. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Der Verkehrswasserbau. Ein Wasserbau-Handbuch für Studium und Praxis. Von Otto Franzius, Prof. a. d. Technischen Hochschule zu Hannover. Mit 1022 Abb. im Text und auf einer Tafel. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 78 R.-M.

Die im Weltkriege gegen Deutschland verhängte Blockade hat gezeigt, daß auch ein großes und wirtschaftlich starkes Volk auf die Dauer heute nicht mehr ohne internationalen Verkehr bestehen kann. Je mehr die einzelnen Volkswirtschaften voneinander abhängig sind, desto größer wird die Bedeutung des internationalen Verkehrs, dessen Hauptträger das Meer ist. Die Binnenwasserstraßen (schiffbare Flüsse, Kanäle, Binnenseen) sind gewissermaßen die in das Innere der Festländer reichenden Verzweigungen der Meere. Die zur Zugänglichmachung der Meeresküsten für die Seeschiffe notwendigen baulichen Anlagen und die zum Bau der Binnenwasserstraßen dienenden wasserwirtschaftlichen Maßnahmen sind für die Entwicklung der ganzen Volkswirtschaft des betr. Landes von großer Bedeutung. Das vorliegende Buch hat sich nun das hohe Ziel gesetzt, diesen Teil des Wasserbaues zu behandeln, d. h. dem „entwerfenden und ausführenden Ingenieur eine möglichst kurz gefaßte Darstellung dessen zu geben, was heute im Gebiet des Verkehrswasserbaues an Wissen nötig ist". Allerdings wird das Handbuch dem ausführenden Ingenieur kaum als Ratgeber dienen können, da es nur wenige Angaben über die Baustoffe und ihr Verhalten im Seewasser, über Baustelleneinrichtungen und Bauausführungen enthält. Da unsere Wasserstraßen heute mehr denn je nicht nur verkehrs- und energiewirtschaftlichen, sondern auch landeskulturellen Aufgaben zu dienen haben, so ist das im Vorwort ausgesprochene absichtliche Nichteingehen auf Fragen des landwirtschaftlichen Wasserbaues zu bedauern.

Zunächst werden im 1. Teil allgemeine wasser- und verkehrswirtschaftliche Ausführungen (S. 1 bis 15) vorangeschickt. Der 2. Teil „Das Wasser" (S. 16 bis 116) gibt mit starker Beschränkung auf das praktisch Notwendigste das hydrologische und hydraulische Rüstzeug und behandelt die für den Hafenbau wichtigen Naturerscheinungen. Die Fragen des unterirdischen Wassers sind, da für den Verkehrswasserbau nur von mittelbarer Bedeutung, nur kurz gestreift worden. Wenn der Verfasser auf S. 31 als wesentlich hervorhebt, „daß in früheren Zeiten in unseren Ländern fast niemals landwirtschaftliche Gründe Ursache der Flußverbesserungen waren, sondern vorwiegend Verkehrsfragen", so trifft diese Feststellung z. B. für den Oberrhein und die bayerische Donau nicht zu. Der Hafenbauingenieur wird es begrüßen, daß in dem Abschnitt „Meereskunde" Erkenntnisse und Anschauungen vermittelt werden, die sonst in weniger gut zugänglichen Sonderwerken verstreut sind. In dem der Bewegung des Wassers gewidmeten Abschnitt werden die bekannten Geschwindigkeitsformeln mitgeteilt, ihre praktische Anwendung in Form zweckmäßiger Tafeln erleichtert und der Abfluß aus Öffnungen, Überfällen und Wehren kurz behandelt. Bei der Wichtigkeit möglichst genauer Stauberechnungen für die Ermittlung des die Größe der Schlepper bedingenden Schleppkraftbedarfes und die Wassertiefe am oberen Haltungsende, enthält das Buch über diese Frage eingehendere Mitteilungen. Die Fragen der Eisbildung und -bekämpfung und der Einfluß ersterer auf die Ausbildung der Stromrinne sind trotz der großen wirtschaftlichen Bedeutung, die der Verminderung der Stilliegezeit der Schiffe in den künstlichen und kanalisierten Wasserstraßen infolge Behinderung der Schiffahrt durch Eis zukommt, leider nur kurz berührt worden.

3. Teil. Als eines der wichtigsten und schwierigsten Kapitel ist das des Flußbaues (S. 117 bis 164) anzusehen, zumal auch im 4. Teil bei Besprechung der Strommündungen vielfach auf die im Flußbau angewandten Regeln zurückgegriffen wird. Beim Lesen dieses Abschnittes fällt jedoch alsbald auf, daß sein Inhalt mit den an den süddeutschen Flüssen gewonnenen Erfahrungen vielfach im Widerspruch steht und daß den Ausführungen des Verfassers ein leitender Gedanke fehlt, der sich auf die Vorgänge in den natürlichen Flußläufen sowie in den künstlich geschaffenen Flußbetten stützen müßte. Dies macht den Abschnitt „Flußbau" verwickelt und schwer verständlich, führt zu Widersprüchen und Wiederholungen. So wird für jeden Ingenieur, der an Flüssen mit beweglicher Sohle praktisch tätig gewesen ist, der auf S. 122 stehende Satz ganz unverständlich sein: „Die Möglichkeit, Sandbänke festzulegen, hängt vor allem von der Beschaffenheit und Menge der Geschiebe, dem Gefälle, der Wassermenge und der Größe des Flusses ab". Irreführend ist auch der Hinweis von S. 119, letzter Absatz, auf Abb. 117, da die darin schraffierte Fläche den Schnitt durch die Flußsohle in einer gewissen Tiefe unter dem Wasserspiegel darstellt und nicht den Weg der Geschiebewanderung.[1])

4. und 5. Teil. Diese Abschnitte (S. 165 bis 253) behandeln die Strommündungen, die Einwirkungen des Meeres auf die Küsten, den Seeufer- und Deichbau. Ihre Ausführungen gipfeln in dem Hinweise, daß es für jedes Land eine große Ersparnis bedeutet, wenn die Waren auf Seeschiffen ohne Umladung möglichst weit auf den inländischen Gewässern in das Land hineingebracht werden können. Bei dem vielgestaltigen Wechsel der Bedingungen, denen die Formen des Uferschutzes an der See unterworfen sind, hat der Verfasser versucht, die Anforderungen an den Seeufer- und Deichbau allgemein verständlich zu machen und das Gefühl für die jeweils zu wählenden Bauformen zu schärfen. Hier, wie in andern Abschnitten des Buches fällt auf, daß die durch die Eisenbeton bauweise bewirkten Wandlungen der bisher üblichen Bauweisen kaum aufgezeigt worden sind.[2]) Immerhin macht der Mangel an abschließenden Erfahrungen über solche Bauweisen die geübte Zurückhaltung verständlich.

Es folgen sodann im 6. und 7. Teil die Wehre und Talsperren (S. 254 bis 348). Bei den für die Zwecke der Schiffahrt besonders in Frage kommenden Wehrarten sind mit Recht die Doppelrollschützen-, die Sektor- und die Walzenwehre (Verringerung der Zahl der Stützpunkte, bequeme Eisabfuhr, rasche und sichere Bedienungsmöglichkeit) durch neueste Ausführungsbeispiele vertreten. Die Ausführungen über die Döllsche Klappe (Abb. 355) könnten als veraltet entbehrt werden, und an Stelle der amerikanischen Doppelklappenwehre in Abb. 365 bis 367 hätte eine der zahlreichen gelungenen deutschen Ausführungen des hydraulischen Dachwehres von Huber und Lutz in Zürich[3]) den heutigen Stand dieser Wehrform besser veranschaulicht. Bei den Schützenwehren ist die Dichtung der Schütze und die Anordnung der Rollwagen mit der ihnen zukommenden Bedeutung behandelt worden, während auf die gleichfalls wichtige Frage der Sohlensicherung bei beweglichen Wehrarten nicht eingegangen wurde. Auch eine kurze Erörterung der Floßgassen wird vermißt. Da die Beziehungen zwischen dem Talsperrenbau und der Schiffahrt heute viel enger und häufiger sind als früher, so ist es fraglich, ob die auf 32 Seiten zusammengedrängte Darstellung dieses heute sehr sorgfältig ausgebauten Sondergebietes als Hilfsmittel beim Entwurf oder Bau neuzeitlicher Talsperren angesehen werden kann.

Als Ergänzung zu den beiden vorhergehenden Teilen sind im 8. Teil die Wasserkraftanlagen behandelt (S. 349 bis 391), wobei wir ein näheres Eingehen auf die zum Teil entgegengesetzten, zum Teil gleichgerichteten Belange der Wasserkraftnutzung und der Binnenschiffahrt vermissen. Wenn auch das letzte Wort in diesen Fragen heute noch nicht gesprochen ist, so sind doch eine Reihe von bau- und betriebstechnischen Maßnahmen bekannt, die einen wirtschaftlichen Ausgleich beider Nutzungsarten ermöglichen. Das Stauwehr des Kraftwerkes sichert beim Staffelflußausbau der Schiffahrt eine genügende Fahrwassertiefe und vermindert die Wassergeschwindigkeit und damit den zum Schleppen der Schiffe nötigen Kraftaufwand sowie die Eisbildung. Auch hat man eingesehen, daß es für die Schiffahrt und Kraftgewinnung vorteilhaft ist, wenn ein Kraftwerk in das Unterwasser des nächst oberhalb gelegenen Werkes zurückstaut. Bei den geschiebeführenden süddeutschen Flüssen ist die Lage des Stauwerkes im Fluß für die Freihaltung der Werkkanäle von Geschiebe von wesentlicher wirtschaftlicher Bedeutung. Auch andere, die Vereinigung von Schiffahrt und Wasserkraftnutzung betreffende Fragen sind im Buche nicht erörtert. Es handelt sich dabei vor allem darum, welche Fließgeschwindigkeit im Hinblick auf die Zugleistung bei der Bergfahrt zugelassen werden darf, welche Mindestabmessungen und Bettbeschaffenheit der Kanalquerschnitt im Interesse der Sicherheit der Schiffahrt haben und welche Einrichtungen zum Anhalten, Wenden und Festlegen der Schleppzüge in Notfällen vorhanden sein sollten.

Der Schwerpunkt des Buches liegt im 9., 10. und 11. Teil. Unter den der Schiffahrt dienenden Nebenanlagen unserer Wasserstraßen sind besonders große Fortschritte in Entwurf, Bau und Betriebsweise der Schiffschleusen (S. 392 bis 521) festzustellen. Zu der früher allein herrschenden Kammerschleuse, die bei großer Hubhöhe als Schachtschleuse gebaut wird, hat sich mit zunehmendem Gefälle der Staustufen die besonders von Proetel vortrefflich ausgebaute Sparschleuse, die Schleuse ohne Wasserverbrauch, die schräge Ebene und das Hebewerk gesellt. Der Verfasser vermutet auf Grund der Versuche von Krey, daß die Entwicklung der Schleusen dahin geht, die Umläufe möglichst zu vermeiden und den Wasserein- und -austritt durch Öffnen der Tore zu gestatten (ventillose Schleusen), was dann bei entsprechend verlängerten Schleusen — allerdings nur auf wasserreichen Strömen — zur ungehinderten freien Durchfahrt eines ganzen Schleppzuges, d. h. zur Schleuse ohne Zeitverlust führen würde.[4])

Im Anschluß hieran werden die künstlichen Wasserstraßen (S. 522 bis 606) behandelt und in einem einleitenden allgemeinen Abschnitt nach Erörterung der Schiffsgrößen, des Schiffswiderstandes und des Schiffahrtbetriebes Berechnungen der Beförderungskosten in der Binnenschiffahrt mitgeteilt. Die Befestigung der Kanalufer wird nur an wenigen Beispielen vorgeführt, die kaum als orientierende Einführung in dieses wichtige Gebiet mit seinen zahlreichen Ausführungsarten, namentlich auch in Beton und Eisenbeton, gelten können. Die Uferausbildung in der Nähe des Wasserspiegels dagegen ist etwas ausführlicher behandelt. Nicht ohne Widerspruch wird der eigenartige Vorschlag aufgenommen werden, zur Dichtung der Sanddämme in diese eine 3 bis 5 cm starke Eisenbetonmatte einzubringen. Die Einbettung der Eisen oder des Drahtes in den Beton ist hierbei doch eine zu ungenügende, als daß nicht schon nach wenigen Jahren mit dem Zerfall der Betonmatte gerechnet werden müßte (vergl. auch die Folgen des Ankerwerfens, auf das man bei Wasserkraftkanälen nicht verzichten kann). Einem Letten- oder Lehmschlag mit Kiesüberdeckung dürfte hier doch wohl der Vorzug zu geben sein, wenn man nicht zu einer kräftigen Betonplatte (15 bis 20 cm) mit reichlicher Kiesüber-

[1]) Vergl. hierüber die Ausführungen von Engels in „Der Bauingenieur" 1924, Heft 10, S. 293 bis 295. Außerdem zeigen die von Möller sorgfältig ausgeführten Laboratoriumsversuche, daß in den Flußübergängen keine Querströmungen bestehen (vergl. „Die Wasserbaulaboratorien Europas", Berlin 1926, S. 63 ff., und Lüders: „Zur Geschiebebewegung in S-förmig gekrümmten Flußläufen" in der „Bautechnik" 1925, Heft 53, und 1926, Heft 1, S. 20).

[2]) Vergl. hierüber Handbuch f. Eisenbetonbau, 3. Aufl., 4. Bd., I. Kapitel. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 21, S. 303.

[4]) Vergl. den weitergehenden Vorschlag von E. Heubach in der Zeitschrift f. Binnenschiffahrt 1897, Heft 9, S. 297 und „Schiffbarmachung von Flüssen durch Stautore" von Sympher und Helmershausen. Berlin 1914. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

deckung an der Sohle greifen will.[5]) Dagegen erscheint die Anregung beachtenswert, die Tondichtung zwecks Ermöglichung der späteren Kanalverbreiterung auf einer Seite nicht geböscht, sondern einseitig wagerecht auszuführen und auf sie einen durch den Damm geführten Tonkern aufzusetzen. Mit wenig überzeugenden Gründen wird der Muldenquerschnitt gegenüber dem Trapezquerschnitt als überwundene Form bezeichnet. Die in den letzten Jahren wiederholt vorgekommenen Fährunglücke hätten in einem Buch über Verkehrswasserbau auch die Erörterung der bei Fähren auftretenden Fachfragen gerechtfertigt.

Den Schluß des Buches bildet als 11. Teil der Hafenbau (S. 607 bis 795). Einleitend wird Zweck und Einteilung der Häfen erörtert und der Leser mit den an die verschiedenen Hafenarten zu stellenden Anforderungen und ihren Hauptteilen bekannt gemacht. Mit einer knapp gefaßten Einführung in die Befeuerung der Häfen und die Seezeichen, unter Weglassung der Leuchttürme, schließen die allgemeinen Ausführungen. Sodann folgt eine eingehende Besprechung der bei Ausstattung von Häfen mit Fördermaschinen aller Art, Schuppen, Speichern, Gleisen usw. zu beachtenden Gesichtspunkte, da diesem Teil des Verkehrswasserbaues die größte Bedeutung zukommt (Abkürzung der Schiffsliegezeiten, Einschränkung der Hafenanlagen u. dergl. m.). Bei der großen siedlungstechnischen Bedeutung unserer Wasserstraßen dürfte es sich bei einer Neuauflage empfehlen, neben den gut gewählten Beispielen westdeutscher Industriehäfen und dem Abschnitt über „Eisenbahnausrüstung der Häfen" auch einige Aufschließungsbeispiele für Industriesiedlungsgelände zu bringen, dabei auf die der Erschließung des Hafenhinterlandes dienenden mechanischen Förderanlagen und ganz allgemein auch auf die heute sehr wichtigen und pflegebedürftigen Beziehungen zwischen Wasserstraßen und Städtebau einzugehen. In diesem Zusammenhang wäre auch eine Erörterung der Benutzung der Binnenkanäle und Hafenbecken als Vorfluter für Abwässer wünschenswert. Der Abschnitt „Hafendämme" gibt ein anschauliches Bild der jeweils den örtlichen Bedingungen anzupassenden Bauarten, unter denen die Dämme aus kräftigen Steinschüttungen vorwiegen. Bei wenig tragfähigem Untergrund und ruhigem Wasser sind auch Dämme mit Faschinenpackung noch wirtschaftlich. Hier, wie an anderen Stellen des Buches, wäre ein Hinweis auf die für Entwurfarbeiten heute kaum mehr zu entbehrenden Modellversuche der Berliner und anderer Wasserbauversuchsanstalten zweckdienlich gewesen.[6]) Der Abschnitt über „Hafenbollwerke und Ufermauern" ist geeignet, die Unsicherheit in den bei diesen Bauten auftretenden verwickelten statischen Problemen beseitigen zu helfen, die vielleicht die Hauptursache der heute noch bestehenden Mannigfaltigkeit der Bauformen bildet. An Stelle der früher vielfach vorherrschenden Vollmauer in Werkstein und Beton tritt jetzt sehr häufig die aufgelöste Bauweise, von der das Buch beachtenswerte Bauformen in Eisenbeton bringt. In einem letzten Abschnitt werden kennzeichnende Beispiele ausgeführter Häfen vorgeführt und an ihnen die zuerst gegebenen allgemeinen Darlegungen erläutert. Ein nach den einzelnen Abschnitten des Buches gegliedertes, sehr ausführliches Literaturverzeichnis bietet die Möglichkeit zu eingehenderem Quellenstudium dort, wo das Handbuch infolge der durch den engen Rahmen eines Bandes und die Stoffülle bedingten Kürze dem rasch arbeitenden Konstruktionsingenieur nicht über alle im Verkehrswasserbau einschlägigen Fragen erschöpfend Auskunft geben kann. Das am Schluß angefügte Namen- und Sachverzeichnis erleichtert die Benutzung des Werkes.

Es soll keine Schmälerung der Verdienste des Verfassers um diese Buchleistung als Ganzem sein, wenn wir zur Berücksichtigung für eine Neuauflage da und dort einige Wünsche und Meinungen geäußert haben. Wir wollten damit nur dem inneren Interesse an einer Buchschöpfung Ausdruck geben, die in ihrer unterrichtenden Sachlichkeit und kritischen Stellungnahme zahlreichen Fachgenossen eine Fülle von Anregungen geben wird und die Erkenntnis verbreiten hilft, daß es sich bei den im „Verkehrswasserbau" zusammengefaßten Arbeitsgebieten um einen in seinen bau- und betriebstechnischen Einzelzügen wechselseitig verflochtenen Organismus handelt. Allerdings wird der unverhältnismäßig hohe Preis von 78 R.-M. für ein einziges Buch eines, wenn auch großen, so doch immerhin begrenzten Fachgebietes, die Anschaffung, insbesondere den jüngeren Ingenieuren, erschweren. An dem vortrefflich ausgestatteten und mit gut wiedergegebenen Abbildungen versehenen Buche verdient besondere Anerkennung die Vermeidung von Fremdwörtern, an deren Stelle fast durchweg gute deutsche Ausdrücke gesetzt wurden. M.

Taschenbuch für den gesamten Straßen- und Wegebau. 19. Jahrgang 1928. Bearbeitet von Stud.-Rat Dipl.-Ing. Stueck. 220 S. mit 132 Abb. Berlin W 9. Verlag von Bock & Co. Preis 4 R.-M.

Der neue Stueck von 1928, der neben einem Kalendarium 220 Textseiten und 132 Textabbildungen enthält, bringt gegenüber der vorigen Auflage wesentliche Verbesserungen und berücksichtigt die neuesten Arbeiten des Deutschen Straßenbauverbandes und der Studiengesellschaft für den Bau von Automobilstraßen, sowie die letzte Entwicklung des Straßenbau- und Verkehrswesens. Neu sind die Abschnitte über Deutschlands Landstraßennetz, den Ausbau der Überlandstraßen, der Nurautostraßen und über Straßenbaumaschinen. Auch der Teer- und Bitumenstraßenbau ist besonders eingehend behandelt. Ein Abschnitt ist den neuen Verkehrszeichen gewidmet. — Das Taschenbuch ist nunmehr ein recht brauchbarer Abriß des modernen Straßenbaues geworden und verdient weiteste Verbreitung in den Kreisen der technischen Bauverwaltungen, der Unternehmer und der Studierenden. Dr.-Ing. Speck.

[5]) Vergl. „Die Betonauskleidung der Werkkanäle". Von Dr.-Ing. Kurzmann in der „Bautechnik" 1926, Heft 4 und 5.

[6]) Vergl. z. B. „Die Bautechnik" 1923, Heft 21, und 1924, Heft 18 und 20.

Die deutsche Zementindustrie. Herausgegeben von Dr.-Ing. Riepert. 1099 S. mit 682 Abb. Charlottenburg 1927. Zementverlag G. m. b. H. Preis 40 R.-M.

Ein außerordentlich inhaltreiches Buch! Schon der Name seines Herausgebers und die seiner Mitarbeiter, Prof. Dr.-Ing. Quietmeyer für den geschichtlichen, Geh. Kommerzienrat Dr.-Ing. ehr. Schott für den technischen und Dr. Haegermann für den wissenschaftlichen Teil, bürgen dafür, daß man es mit einem bedeutungsvollen Werk zu tun hat. Mit deutscher Gründlichkeit beginnt es mit der Schilderung des Standes der Mörteltechnik im Altertum, um seinen I. Abschnitt mit dem letzten Schritt zur „Erfindung" des Portlandzements vor rd. 100 Jahren zu schließen. Im II. und III. Abschnitt werden die Entwicklung der Fabrikation in Deutschland, der Zementwissenschaft und des Prüfungswesens behandelt. Der erste Teil bringt endlich noch eine Aufzählung der deutschen Zementfabriken mit Angaben über deren geschichtliche Entwicklung.

Für die Leser dieser Zeitschrift ist von besonderer Bedeutung der zweite Teil: Verarbeitung und Verwendung des Zements. Es ist geradezu erstaunlich, welch reicher Stoff hier auf nicht ganz 450 Seiten zusammengedrängt ist. Auch hier beginnt die Darstellung mit einem geschichtlichen Rückblick, um dann zur Schilderung der Betonbereitung, seiner und seiner Bestandteile Beförderung, der Schalungen und Rüstungen überzugehen; auch die schädlichen Einflüsse auf den Beton werden hier behandelt. Im II. Abschnitt dieses Teils werden zahlreiche Ausführungen von Betonbauten in Wort und Bild beschrieben. Neben der bautechnischen Seite ist hier auch die baukünstlerische nicht vernachlässigt. Erschöpfend kann eine solche Darstellung selbstverständlich nicht sein, aber es sind aus allen Gebieten Beispiele angeführt, auch der Beton im Güterwagen- und Schiffbau fehlt nicht. Der Betonstraßenbau und die Herstellung von Betonwaren sind übersichtlich geschildert.

Im dritten Teile wird die wirtschaftliche Entwicklung und die Organisation der deutschen Zementindustrie behandelt; auch dieser Teil bildet eine wesentliche Bereicherung des deutschen Schrifttums auf technisch-wirtschaftlichem Gebiete.

Ein Werk wie das vorliegende muß natürlich mancherlei bringen, was dem Fachmann geläufig ist; aber auch in dieser Beziehung ist es häufig für ihn wertvoll, das, was er weiß, in zusammengefaßter Form im Druck vor sich zu sehen. Daneben enthält es auch viel, was das Wissen, selbst des Fachmannes, bereichert, und für den, der ein Fachmann auf dem darin behandelten Gebiet werden will, ist es ein wertvolles Lehrbuch und willkommener Leitfaden, der ihm nicht nur einen Überblick, sondern auch tiefe Einblicke vermittelt.

Die Ausstattung ist ausgezeichnet. Herausgeber und Verlag sind zu dem Werk zu beglückwünschen, dem die weiteste Verbreitung zu wünschen ist. Wernekke.

Berechnung forsttechnischer Bauwerke. Heft 2: Brücken aus Holz (Vollwandträger). Von Ing. Dr. Leo Hauska, a. o. Professor a. d. Hochschule für Bodenkultur in Wien, behördl. aut. Zivilingenieur für Forstwesen. 122 S. mit 80 Abb. Berlin 1927. Verlag von Paul Parey. Preis geh. 9,50 R.-M.

Das vorliegende Buch ist hauptsächlich für die Bedürfnisse des Forstingenieurs bestimmt, jedoch sind die Darlegungen so allgemein gehalten, daß sie den Anforderungen des allgemeinen Brückenbaues vollständig gerecht werden. Spielen doch die Holzbrücken bei der Herstellung von Hilfs-, Not-, Gerüst- und Kriegsbrücken eine bedeutende und voraussichtlich auch bleibende Rolle.

Das Buch beginnt mit der allgemeinen Anordnung von Brücken und bringt dann die im Forstwesen vorkommenden Verkehrslasten, den Baustoff (Kant- und Rundholz) sowie die eisernen Verbindungsmittel. Ausführlich ist die Berechnung des Balkens auf zwei Stützen, des durchlaufenden Trägers gezeigt und sind für letzteren Tabellen zur Ermittlung der Einflußordinaten der Momente beigegeben. Es folgen weiter die Grundlagen der Ausbildung der Fahrbahn von Straßen- und Waldeisenbahnbrücken mittels Kant-, Rund- und behauener Rundhölzer, ferner die Erörterung der Hauptträger als einfache, durch Sattelhölzer und Kopfstreben verstärkte Balken und als zusammengesetzte Träger, insbesondere in theoretischer Hinsicht. Schließlich ist die Berechnung des Unterbaues mit Pfahljochen kurz dargelegt.

Die Schrift bildet demnach eine zusammenfassende Behandlung der Vollwandträger des Holzbrückenbaues, insbesondere deren statische Untersuchung betreffend, und wird daher beim Entwurf solcher Bauwerke wertvolle Dienste leisten. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Anforderungen des Kraftwagenverkehrs an das Ueberland-Straßenwesen in wirtschaftlicher, technischer und organisatorischer Beziehung. Ein Beitrag zur Lösung des Automobilstraßenproblems unter besonderer Berücksichtigung der Verhältnisse in der Provinz Brandenburg. Von Dr.-Ing. C. R. Sander, Reg.-Baumstr. a. D. 91 S. und 14 Abb. im Text. Charlottenburg 2, 1927. Zementverlag G. m. b. H. Preis 3 R.-M.

Verf. gibt die technischen Grundlagen für die veränderte Inanspruchnahme der Straße durch den Kraftwagenverkehr und die Anforderungen bekannt, die an den technischen Ausbau der Straßen zu stellen sind, erörtert die finanzwirtschaftlichen Probleme für Deutschland, Amerika, England und Frankreich und die verschiedenen Vorschläge zur Lösung dieser Hauptfrage. Es werden dann die neuzeitlichen Bauweisen behandelt, daran anschließend die Organisation der deutschen und außerdeutschen Länder kritisch besprochen und Vorschläge für eine Neuordnung gemacht. Den Schluß bildet die Organisation des Verkehrs.

Das Heft gibt für Verwaltungsbeamte eine gedrängte Uebersicht über das im Fluß befindliche Straßenwesen. Dr.-Ing. Speck.

Graphostatik und Festigkeitslehre. 1. Heft des Repetitoriums für den Hochbau. Von Prof. Dr.-Ing. ehr. Max Foerster in Dresden. 2. Aufl. VII u. 169 S. mit 178 Textabbild. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 7 R.-M.

Die vorliegende zweite Auflage des hauptsächlich für Architekten bestimmten Buches — die erste Auflage war 1919 erschienen — ist entsprechend dem Fortschritte der wissenschaftlichen Erkenntnis und unter Berücksichtigung der neuen staatlichen Bestimmungen in vielen Abschnitten neu bearbeitet worden. Die Festigkeitsberechnung einfacher Eisenbetonquerschnitte (von Stützen, Platten und Plattenbalken), soweit sie für den Architekten in Betracht kommt, ist neu aufgenommen; die Bestimmung der Schwerpunkte, der statischen Momente und Trägheitsmomente ist sowohl rechnerisch als graphisch durchgeführt. Das graphische Verfahren ist besonders auch für die zusammengesetzte Beanspruchung durch Normal- und Biegungsspannungen verwendet. In dem Kapitel über Knickfestigkeit ist das heute für Flußstahl (St 37 und St 48), Holz und Eisenbeton amtlich vorgeschriebene ω-Verfahren in den Vordergrund gestellt; Näherungsrechnungen, sowie die Fragen der Knicksicherheit mehrteiliger Stäbe und des außermittigen Kraftangriffs sind ausführlich behandelt. Die den verschiedenen Abschnitten angefügten Zahlenbeispiele, vor allem die aus dem Gebiete des Hochbaues, sind vermehrt worden, wodurch der praktische Wert des Buches wesentlich erhöht ist.

Die mit einfachen Mitteln durchgeführte, aber streng wissenschaftliche Behandlung des Stoffes und dessen sachgemäße Auswahl für den Sonderzweck des Buches verdient uneingeschränktes Lob. Ls.

Der Wasserbau. Als Leitfaden für den Unterricht und zur Selbstbelehrung bearbeitet von Dipl.-Ing. Johannes Hentze, Studiendirektor. Teil I. 122 S. mit 168 Abb. und 3 farbigen Tafeln. 4. Auflage. Leipzig 1927. Verlag von A. H. Ludwig Degener. Preis: geh. 3,90 R.-M.

Der Leitfaden ist für den Unterricht an den Tiefbauabteilungen der Baugewerkschulen bestimmt. Daraus ergibt sich Umfang und Inhalt. Auf knappem Raume ist alles für den gesetzten Zweck Wesentliche in klarer Darstellung gegeben: die gewässerkundlichen und hydraulischen Grundlagen, die dem Wasserbau eigentümlichen Arbeits- und Bauweisen, der Flußbau, der Bau von Deichen, Dämmen und Talsperren und die Binnenhäfen; schließlich das Wichtigste über die Rechtsverhältnisse und Schiffahrtspolizei. Auch die Abbildungen verdienen alles Lob. — Es kann nicht ausbleiben, daß einzelne Verbesserungen vorzuschlagen sind. So ist die Erklärung der Entstehung des Grundwassers aus Niederschlägen der Grundluft doch höchst strittig. — Irrtümlich ist bei Erörterung von Abfluß, Verdunstung und Versickerung die Meinung, daß durch Berücksichtigung der Grundwasserspeisung sich größere Verlusthöhen für die angeführten Beispiele der Weichsel und Elbe ergeben würden. Diese Bilanzen sind immer über längere Jahresreihen durchgeführt; der verschiedene Grundwasserstand spielt dann keine Rolle mehr, die Verlusthöhe ist gleich der Verdunstungshöhe. — Bei den Überfallmessungen wäre auf die Belüftung des Strahls einzugehen. — Bei der Auswertung der Flügelmessungen empfiehlt sich die Angabe der Dimensionen. — Die Darcysche Röhre spielt für den Feldgebrauch keine Rolle und könnte wohl weggelassen werden. — Die mittlere Abflußmenge (MQ) ist immer (nicht in den meisten Fällen!) größer als die Abflußmenge bei Mittelwasserstand (MW). — Engstrecken in Flußläufen haben nicht immer stärkeres Gefälle als gewöhnliche Strecken, das hängt auch von der Querschnittsgestalt ab. — Bei den Baggern wären wohl auch die Schaufelbagger zu erwähnen. — Daß der Wasserspiegel durch die einschränkenden Strombauwerke nur vorübergehend gehoben wird und später die alte Lage wieder einnimmt, ist nicht zutreffend, es können dauernde Hebungen und dauernde Senkungen hervorgerufen werden, die oft sehr wichtig sind. — Die Ausführung von Talsperren in Beton dürfte wenigstens in Zukunft nichts Seltenes sein; Putzschichten von 10 bis 15 cm Stärke gibt es nicht. — Der Ausdruck „schmiedeiserne" Entnahmerohre entspricht nicht den jetzigen Bezeichnungen.

Diese kleinen Bemängelungen, die nur gerade in einem Buch für Baugewerkschüler aufstoßen, sollen dessen Wert nicht im geringsten herabsetzen. R. Sf.

Die neue Brücke über die Piave bei Belluno. Auszug aus Annali dei Lavori Pubblici, Jahrg. 1927, Heft VII. Von Ing. Eugenio Miozzi. 47 S., 4 Lichtbildaufnahmen, 33 Textabb. und 7 Tafeln im Anhang. Rom 1927. Verlag der tipo-litographischen Anstalt des Genio Civile.

Die Schrift behandelt eine der bedeutendsten neueren weitgespannten Eisenbetonbrücken Italiens. Das Haupttragwerk besteht aus einem beiderseits eingespannten bewehrten Gewölbe von 71,60 m Lichtweite, 9,27 m Pfeilhöhe (also $\frac{1}{7{,}7}$ Pfeilverhältnis) und 5,04 m Breite. Die Fahrbahnbreite beträgt 5,00 m und die der beiderseits ausgekragten Gehwege je 1,03 m. Die nutzbare Brückenbreite zwischen den massiven Brüstungen mißt $5{,}00 + 2 \cdot 0{,}73 = 6{,}46$ m. Die aus fünf längslaufenden Plattenbalken mit Auskragungen gebildete 7,06 m breite Fahrbahntafel wird durch einzelne reihenweise angeordnete Eisenbetonpfeiler auf das Gewölbe abgestützt.

Das hölzerne Lehrgerüst besteht der Hauptsache nach aus sechs (mehrfachen) Sprengwerken, die auf sieben zwei- bezw. dreireihigen Pfahljochen ruhen.

Die Eröffnung der Brücke fand statt nach etwa einjähriger Bauzeit im Oktober 1926.

Der Bedeutung des Bauwerks entsprechend ist das Buch für den Brückeningenieur sehr wertvoll, da es viele bemerkenswerte Einzelheiten über Ausbildung und Ausführung einer weitgespannten Bogenbrücke bringt. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Handbuch der Hygiene. Herausgegeben von Prof. Dr. M. Rubner, Prof. Dr. M. von Gruber und Prof. Dr. M. Ficker. II. Band, 1. Abteilung. VI und 829 S. mit 278 Abbild., 109 Tafeln und Sachregister. Leipzig 1927. Verlag von S. Hirzel. Preis brosch. 60 R.-M., in Halbl. geb. 67 R.-M.

Der vorliegende Band II, 1 des „Handbuches der Hygiene" bildet den Abschluß des Gesamtwerks. Wie der Name besagt, unterscheidet es sich nach Art der Darstellung wie nach Umfang grundsätzlich und mit Absicht von anderen Werken, die vergleichsweise ihm an die Seite gestellt werden könnten: es verzichtet absichtlich auf die Behandlung aller technischen Einzelheiten eines Teilgebietes, wie es Sonderwerke richtig tun, bringt aber dafür in einer bisher noch nicht bekannten Weise das so weit verzweigte Gebiet der Hygiene umfassend zur Anschauung. Das Handbuch bietet somit tatsächlich ein getreues Spiegelbild des hygienischen Wissensgebietes. Den zuletzt erschienenen Band II, 1 könnte man schlagwortmäßig etwa als „Wohnungsband" bezeichnen. Er beschäftigt sich nämlich hauptsächlich mit der brennendsten gesundheitlichen Frage unserer Zeit, die nahezu jeden angeht, mit der Wohnungsfrage. Diese Darstellungen interessieren deshalb nicht nur die Ärztewelt im besonderen, sondern darüber hinaus alle die Kreise, die irgendwie mit der Errichtung von Wohnungen und Siedlungen zu tun haben, also Ingenieure, Verwaltungsbeamte, Politiker. Mancher von ihnen wird überrascht sein, aus diesem „Wohnungsbande" zu ersehen, in welch unlösbarer Vielfältigkeit Wohnung oder Siedlung mit der gesundheitlichen Frage verwachsen sind. In einer Reihe von Abbildungen werden gute und schlechte Beispiele von Wohnungen und Siedlungen zu Anschauung gebracht, die Anforderungen der Gesundheitsfürsorge an Beleuchtung, Heizung und Lüftung ausführlich dargestellt, die zahlenmäßigen Beziehungen zwischen Wohnung und Sterblichkeit der Menschen erörtert. Der Abschnitt Lüftung ist von dem bekannten Fachmann Dipl.-Ing. G. Recknagel, die Heizung von Dipl.-Ing. A. Göring, die Beleuchtung von W. Wedding und R. Possek sachgemäß bearbeitet. Besonders beachtenswert ist ferner die Besprechung aller der Gesetze und Verordnungen, die, aus der Wohnungsnot heraus entstanden, unter dem Begriff „Wohnungsfürsorge" gemeinhin zusammengefaßt werden. Völlig neu ist die Behandlung aller gesundheitlichen Fragen, die im Verkehrswesen, im Sport, in Kurorten usw. zu beachten sind. Hier zur rechten Zeit Schäden zu verhüten, die, einmal entstanden, schwer wieder zu beseitigen sind, bedeutet eine wichtige hygienische Aufgabe. — Der vorliegende Schlußband behandelt hiernach zum großen Teile besonders dringliche Fragen gesundheitlicher Art und wird daher weiten Kreisen, auch den Bauingenieuren und Hochbauern, als willkommenes Nachschlagewerk wertvolle Dienste leisten können. L.

Wehr- und Stauanlagen. Von Baurat Dr.-Ing. Paul Böß, Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe. 132 S. mit 59 Abb. sowie 5 Berechnungsbeispielen. Berlin und Leipzig 1927. Walter de Gruyter & Co. (Sammlung Göschen, Band 965). Preis 1,50 R.-M.

Das vorliegende Bändchen entspricht dem Zweck und Ziel der Sammlung Göschen aufs beste: eine klare und leichtverständliche Einführung in die Berechnung und den Bau neuzeitlicher Wehr- und Stauanlagen zu geben. Während man früher in Lehrbüchern und Zeitschriften der Frage der Einwirkung der das Wehr durchströmenden Wassermassen auf den Wehrkörper kaum Beachtung geschenkt hat, erscheint es uns heute als eine der wichtigsten Aufgaben des Wehrbaues, auch dem Verhalten der Wehranlagen im Betrieb erhöhte Aufmerksamkeit zu schenken. Hierzu bedarf es einer genauen Kenntnis der Abflußvorgänge bei den verschiedenen Wehrarten, über die das Bändchen einen guten Überblick an Hand der neuesten Forschungsmethoden und Versuchsergebnisse gibt. Die bauliche Ausbildung der festen Wehre und der heute besonders wichtigen beweglichen Wehre ist zur Erleichterung des Verständnisses mit guten Abbildungen erläutert. Im letzten Abschnitt werden die Nebenbauten bei Wehranlagen wie Gründung, Pfeiler, Sturzbettausbildung, Entnahmebauwerke, Fischwege kurz behandelt. Das gemeinfaßlich geschriebene Bändchen bildet eine wertvolle Bereicherung der tiefbautechnischen Bibliothek der Sammlung Göschen und ist wegen seiner sachlich orientierenden und doch streng wissenschaftlichen Darstellungsweise jedem Wasserbauingenieur zu empfehlen. Dr.-Ing. Marquardt, München.

Das Großkraftwerk Klingenberg in Berlin-Rummelsburg. Architekturgestaltung von Klingenberg und Issel B. D. A. Herausgegeben von R. Laube, mit einer Einleitung von Fritz Stahl. Berlin 1927. Verlag von Ernst Wasmuth A.-G. Preis 15 R.-M.

Das Großkraftwerk Klingenberg in Berlin-Rummelsburg, das von der AEG als Bauleiter der Gesamtausführung für die Berliner Städtische Elektrizitätswerke A.-G. erbaut wurde, ist eine Großtat deutscher Technik. In diesem Werke sind nicht nur maschinentechnisch bahnbrechende Neuerungen verwirklicht, sondern auch neue Lösungen in der Formgebung baulicher Gedanken gefunden worden, die für den Architekten und jeden am Industriebau interessierten Techniker und Künstler bemerkenswert sind.

Die vorliegende Veröffentlichung über das Großkraftwerk Klingenberg behandelt die architektonische Gestaltung der Baulichkeiten. Die vielen vortrefflichen Abbildungen des Buches lassen erkennen, daß trotz der engen Grenzen, die dem Architekten des Zweckbaues gezogen waren, die Lösung der Aufgabe so gut gelungen ist, daß das Großkraftwerk Klingenberg als ein vorbildlicher Industriebau gelten darf. Alles, was Maschinenbauer, Elektrotechniker und Bauingenieur fordern mußten, hat durch die Hand des Architekten einfache, klare und schöne Form gefunden, sie ist der beste Beweis für enge und erfolgreiche Zusammenarbeit.

Das vornehm ausgestattete Buch, das Fritz Stahl mit einem Geleitwort versehen hat, ist einer weiten Verbreitung würdig. Ls.

Die Konstruktion von Hochbauten. Ein Handbuch für den Baufachmann von Prof. O. Frick und Prof. Karl Knöll, Oberstudiendirektoren. 5. Auflage. 200 S. mit 584 Abb. Leipzig 1927. Verlag und Druck von B. G. Teubner. Preis geb. 9,60 R.-M.

Das bekannte, an unseren Baugewerkschulen viel verwendete Handbuch liegt in neuer Auflage vor. Im ersten Teil gelangen die Auf- und Ausbauarbeiten für kleinere Landhausbauten zur Besprechung, und zwar werden nacheinander behandelt: Vorbereitende Arbeiten auf dem Bauplatze, Erdarbeiten, Maurerarbeiten, Asphaltarbeiten und Isolierungen, Eisen-, Zimmer- und Dachdeckerarbeiten, Klempner-, Tischler-, Schlosser-, Glaser- und Malerarbeiten, Ofenarbeiten, Wasserleitungen und Gasleitungen. Der zweite Teil behandelt die Auf- und Ausbauarbeiten größerer Hochbauten. Die Einteilung des Stoffes ist eine ähnliche wie bei dem ersten Teil. In vielen Abschnitten sind zweckmäßige Ergänzungen zu bemerken. Wichtig für den Unterricht sind die Angaben, die die Bau- und Wärmewirtschaft betreffen. Auch die neu hinzugekommenen Angaben über neuzeitliche Holzdächer sind beachtlich, wenn auch die Pol-Binder der Abb. 159 lediglich historischen Wert haben. Im Unterricht sollten immer solche Holzkonstruktionen bevorzugt behandelt werden, die nicht an patentrechtlich geschützte Dübelverbindungen gebunden sind. Das Buch erscheint in der Neuauflage durchaus geeignet, für den Unterricht Verwendung zu finden, zumal Druck und Ausstattung nichts zu wünschen übrig lassen. C. Kersten.

Das Holz als Baustoff. Aufbau, Wachstum, Behandlung und Verwendung für Bauteile. 2. Auflage des gleichnamigen Werkes von Gustav Lang unter Mitarbeit von Prof. Otto Graf, Oberforstrat Dr. Harsch, Dr. Fritz Himmelsbach-Noël herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. ehr. Richard Baumann. 169 S. mit 177 Textabbild. München 1927. C. W. Kreidels Verlag. Preis geh. 16,50 R.-M., geb. 18 R.-M.

Der Verfasser der 1. Auflage des genannten Buches, Geheimrat Prof. Gustav Lang, hat die wohlverdiente Anerkennung seines ausgezeichneten Werkes durch die Fachwelt leider nicht mehr erlebt. Inzwischen war die Auflage vergriffen. Nachdem nun das Holz seit dem Weltkriege als Baustoff, wie in alter Zeit, wieder eine größere Bedeutung erlangt hat, ist von Prof. Dr.-Ing. ehr. Baumann, dem bekannten Werkstoff-Forscher in Stuttgart, im Verein mit mehreren Fachmännern, die auf den einzelnen Sondergebieten reiche Erfahrung besitzen, das Werk in vollständig neuer Bearbeitung herausgegeben worden. Dabei ist der Stoff straffer zusammengefaßt und auf die Angaben beschränkt worden, die für den deutschen Bauingenieur, der Hoch- oder Tiefbauten auszuführen hat, in Betracht kommen, anderseits sind aber die Grundlagen für die Beurteilung der Eigenschaften des Bauholzes wesentlich erweitert worden. Der Herausgeber selbst hat die drei ersten Kapitel des Werkes verfaßt: Aufbau des Holzes, Eigenschaften des Holzes, verschiedene Holzarten. Das 4. Kapitel, Wachstum und Behandlung des Holzes, ist in besonders sachverständiger Weise von Oberforstrat Dr. Harsch neu bearbeitet. Das wichtige Gebiet der Konservierung des Holzes hat im 5. Kapitel Dr. Fritz Himmelsbach-Noël behandelt. Das 6. Kapitel endlich, Verwendung des Holzes zu Bauteilen, hat Prof. O. Graf geschrieben; dabei haben neue Untersuchungen der Materialprüfungsanstalt Stuttgart, die für Holzbaufirmen ausgeführt waren, die Unterlagen dafür geliefert, daß die grundlegenden Bauverbindungen in den üblichen Abmessungen und Ausführungen der zahlenmäßigen Bewertung zugeführt werden konnten.

Das gut ausgestattete Buch trägt den bedeutenden Fortschritten, die in der letzten Zeit in der Erforschung der Eigenschaften und in der Anwendung des Bauholzes zu verzeichnen sind, in hohem Maße Rechnung und wird für solche Bauingenieure, die sich des Holzes als Baustoff bedienen müssen, ein zuverlässiges Hilfsmittel bilden. Wir können es den Fachgenossen zur Anschaffung warm empfehlen. Ls.

Podręcznik Inżynierski w zakresie inżynierji lądowej i wodnej.[1]) Hauptredakteur Prof. Dr. Ing. Stefan Bryła. 750 S. Lemberg und Warschau 1927. Verlag der Polnischen Buchhandlung B. Połoniecki.

Das unter Mitwirkung des Verbandes der Studierenden des Ingenieurwesens der Technischen Hochschule zu Lemberg herausgegebene, auf mehrere Bände berechnete Werk ist für polnische Ingenieure bestimmt und trägt den Charakter eines Taschenbuches nach Art der neuesten Auflagen der „Hütte“. Die Ähnlichkeit ist indessen nur äußerlich, da die Beiträge als Originalarbeiten von polnischen Ingenieuren, überwiegend Professoren der Technischen Hochschulen zu Lemberg und Warschau, herrühren. Der zunächst erschienene Band I umfaßt, in vier Teile gegliedert, 1. die Erdarbeiten, den Wege- und Straßenbau, 2. den Eisenbahnbau, 3. das Feldmeßwesen und 4. den Wasserbau. Bei aller Knappheit, wie sie im Wesen einer taschenbuchartigen Darbietung des Stoffes liegt, sind die von zahlreichen Abbildungen begleiteten Ausführungen eingehend genug, dem engeren Kreise, dem das polnisch abgefaßte Werk zugänglich ist, gute Dienste zu leisten. Weitere Hilfe wird durch Literaturhinweise vermittelt, die jedem Kapitel folgen und u. a. auch das deutsche Schrifttum gebührend berücksichtigen. Die äußere Ausstattung, insbesondere auch die Ausführung der Abbildungen, ist durchaus befriedigend. Ein fühlbarer Mangel liegt in dem Fehlen eines Stichwortverzeichnisses; ob ein solches für den Schlußband in Aussicht genommen ist, ist nicht zu erkennen. Auch ist aus den Andeutungen im Vorwort des vorliegenden ersten Bandes nicht sicher zu entnehmen, was die weiteren Bände bringen werden. Brandt.

[1]) Der polnische Buchtitel bedeutet: Ingenieur-Handbuch für das Gebiet des Land- und Wasser-Ingenieurbauwesens.

Formelsammlung zur Festigkeits- und Elastizitätslehre. Von Gewerbestudienrat Ing. G. Dreyer. 4. Auflage. Bibliothek der ges. Technik, Bd. 250. VII + 154 S. Leipzig 1928. Dr. Max Jänecke Verlagsbuchhandlung. Preis 3,30 R.-M.

Bei der sorgfältig getroffenen Auswahl der 461 Formeln ist zunächst das Lehrziel mittlerer und höherer technischer Lehranstalten berücksichtigt; doch ist dieses zweckmäßig hie und da etwas überschritten worden, um zum Weiterstudium anzuregen und höhergehende Ansprüche zu befriedigen. Jeder ausführliche Text ist vermieden. Dafür hat aber der Verfasser an erläuternden Abbildungen nicht gespart und bei ihrer Herstellung darauf geachtet, daß sie nicht nur die in den Formeln vorkommenden Buchstaben erklären, sondern auch Hinweise enthalten, durch die an die Herkunft der Formeln erinnert wird. Bei der vorliegenden neuen Auflage sind die Vorschriften des Deutschen Normenausschusses möglichst berücksichtigt; auf eine übersichtliche Anordnung und Zusammenfassung der Formeln für den praktischen Gebrauch ist besonders hingearbeitet. Klarer Druck und gute Ausstattung erhöhen noch den Wert des Büchleins, das für angehende Ingenieure empfohlen werden kann. Ls.

Das elastische Verhalten von ausgeführten Beton- und Eisenbetonbauwerken. Diskussionsbericht Nr. 8 der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. in Zürich, erstattet von Prof. Dr. ing. h. c. M. Roš.

Der Bericht erstreckt sich auf den Nachweis der Gesetzmäßigkeit des Verlaufs der Spannungs- und Dehnungskurven unter dem Einflusse wiederholter Belastung. Das Verhalten des Materials ist verschieden, je nachdem die Beanspruchung unterhalb oder oberhalb der Ermüdungsgrenze liegt, die zwischen 0,47 und 0,60 der Bruchfestigkeit anzunehmen ist. Bei Unterschreitung der Ermüdungsgrenze leidet der Beton auch bei beliebig häufiger Beanspruchung keine Einbuße in seiner Festigkeit. Der Elastizitätswert erreicht in diesem Falle eine feste Grenze. Bei wiederholter Belastung oberhalb der Ermüdungsgrenze dagegen läßt sich ein derartiger Beharrungszustand der elastischen Formänderungen nicht mehr erreichen, das Elastizitätsmaß nimmt mit zunehmenden Belastungswiederholungen ab. Die Bruchfestigkeit wird infolge der Ermüdung des Materials verringert. Die Querdehnungsziffer für Beton liegt zwischen $m = 4$ und 6 und nimmt bei Beanspruchungen oberhalb der Ermüdungsgrenze ab.

Für die normalen in einem Baugliede auftretenden Spannungen, die sich zwischen 0 und 0,3 der Bruchfestigkeit halten, sind auf Grund von Versuchen für Mörtel und für Beton Formeln aufgestellt, die mit genügender Genauigkeit (Fehler $\pm$ 20 %) die Elastizitätsmaße als Funktionen der Prismendruckfestigkeit ausdrücken.

Der zweite Teil der Abhandlung berichtet über das elastische Verhalten von ausgeführten Beton- und Eisenbetonbauten. Es werden die tatsächlich gemessenen und die theoretisch errechneten Formänderungen an verschiedenen Bauwerken miteinander verglichen und daraus Schlüsse auf das elastische Verhalten des Betons im Bauwerk gezogen. Der aus Laboratoriumsversuchen festgestellte zahlenmäßige Zusammenhang zwischen Prismenbruchfestigkeit und Elastizitätsmaß wird durch die Versuche an Bauwerken bestätigt: Bei sachgemäßer Herstellung und Berechnung verhalten sich Eisenbetonbauwerke praktisch wie elastische Körper. Der Unterschied gegenüber den Ergebnissen der Laboratoriumsversuche ist verhältnismäßig gering, im allgemeinen 10 %, höchstens 20 %. Dr. B.

Festigkeitslehre für Ingenieure. Von Dipl.-Ing. H. Winkel †, nach dessen Tode bearbeitet und ergänzt von Dr.-Ing. K. Lachmann. VII + 494 S. mit 363 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 26 R.-M.

Das vorliegende Buch soll vor allem bestimmt sein für Lernende und Lehrende technischer Mittelschulen; die theoretischen Betrachtungen sind recht ausführlich, elementar und leicht verständlich gehalten. Zahlreiche durchgerechnete Beispiele dienen dazu, den Lernenden mit den praktischen Anwendungen der Theorie bekannt zu machen, ihm die sichere Handhabung der Formeln zu erleichtern und überhaupt ein selbständiges Arbeiten bei statischen Berechnungen zu ermöglichen.

Das Werk umfaßt das ganze Gebiet der elementaren Festigkeitslehre. Dementsprechend sind zunächst die verschiedenen Arten der Festigkeit und die zusammengesetzte Festigkeit behandelt; dann folgt die eingehende Behandlung der statisch unbestimmten Träger sowie der schwach und stark gekrümmten Stäbe. In besonderen Kapiteln werden Federn, Hohlkörper und Gefäße, ebene Platten und umlaufende Räder und Scheiben untersucht. Das letzte Kapitel bringt die Ermittlung der Wärmespannungen. Die Ergebnisse der neuesten Forschungen und theoretischen Arbeiten brauchen naturgemäß in einem derartigen Lehrbuche nicht erörtert zu sein, doch findet man u. a. die Formeln von C. Weber über Drehfestigkeit, den Prandtlschen Versuch zur Lösung der Verdrehungsaufgabe. Knapp, ja nicht vollständig genug erscheint die Behandlung der Knickfestigkeit, deren Verständnis bei praktischen Anwendungen bekanntlich den Anfängern Schwierigkeiten macht; man vermißt hier vor allem die klaren, wichtigen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn. Auch die bei Ingenieurbauten häufig gebrauchte Behandlung der auf Druck und Biegung beanspruchten Querschnitte unter Ausschluß von Zugspannungen (Verfahren von Mohr, Spangenberg) sollte nicht fehlen.

Die Ausstattung des Buches ist vorzüglich; besonderer Wert ist offensichtlich auf zahlreiche tadellose Abbildungen gelegt. Für technische Mittelschulen ist das Werk bestens zu empfehlen. Ls.

Merkblatt für Oberflächenteerungen. Ausgearbeitet vom „Teerausschuß" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Dezember 1927. Erschienen als Sonderdruck im Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30. Preis 20 Pf.

Der Teerausschuß hat die Vorarbeiten zur Umwandlung des „Vorläufigen Merkblattes für Oberflächenteerungen" in ein endgültiges Merkblatt abgeschlossen und dessen endgültigen Wortlaut in seiner Sitzung am 9. Dezember 1927 in Dortmund festgestellt. Das Merkblatt erteilt Aufschluß über das Wesen der Oberflächenteerung, über Ausführungsgeräte, Beschaffenheit der zu teerenden Straßendecken, Beschaffenheit des Straßenteeres und erforderliche Nachbehandlungen und enthält außerdem in einem Anhange Untersuchungsvorschriften für Straßenteer. L.

Ergebnisse vergleichender Prüfungen von schweizerischen und ausländischen Zementen entsprechend den schweizerischen Normen. Bericht Nr. 10 der Eidgenössischen Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. Zürich, erstattet von Prof. Dr. ing. h. c. M. Roš.

Der Bericht umfaßt Versuche mit eingerammten und plastisch angemachten normalen Mörteln aus Tonerdezementen, hochwertigen Portlandzementen und gewöhnlichen Portlandzementen entsprechend den schweizerischen Normen. Es wurden im ganzen 114 verschiedene Zementmarken untersucht, davon 23 schweizerische Zemente, während sich die übrigen 91 Zementmarken auf 17 verschiedene Staaten verteilen. Deutschland ist mit 7 normalen Portlandzementen und 11 hochwertigen Spezialzementen vertreten.

Die Untersuchung erstreckte sich auf die vollständige chemische Analyse, das physikalisch-chemische Verhalten und die Festigkeitseigenschaften der Zemente im Alter von 1, 3, 7, 28 und 90 Tagen unter Verwendung von schweizerischem Normalsand und bei Wasserlagerung der Probekörper. Auf Grund der so ermittelten Festigkeiten, und zwar bei den hochwertigen Zementen für die 3-Tage-Festigkeit, bei normalen Portlandzementen auf Grund der 28-Tage-Festigkeit, wurde eine Rangordnung der einzelnen Zementmarken, und zwar nach Staaten geordnet, aufgestellt. Interessanter als diese Einstufung, die sich nur auf die Druckfestigkeit erdfeuchter Würfel auf Grund der Schweizer Normen erstreckt, erscheint das umfangreiche in Diagrammen übersichtlich zusammengestellte Zahlenmaterial, das wertvolle Aufschlüsse über das verschiedenartige Verhalten der zurzeit verwendeten Zementmarken gibt. Dr. B.

Fünfzehn Nomogramme für den Eisenbau. Von Dr.-Ing. Fr. Faltus, Pilsen. 15 Tafeln und eine Druckschrift, enthaltend Beschreibung und Beispiele. N. B. W. Verlag (Leybold), Geislingen-Steige (Württ.) 1927. Deutsche Ausgabe 12 R.-M.; österreichische Ausgabe 13,80 R.-M., Einzeltafel 1,20 R.-M., Druckschrift 0,60 R.-M.

Fünf verschiedene, häufig wiederkehrende Rechnungen sollen durch die Tafeln erleichtert werden: Berechnung von Stehblechstößen, Trägheitsmomentenermittlung von Blechträgern mit Nietabzügen, Nietberechnung, Knickberechnungen und Bemessung von I-, ⊏-, Z-Profilen bei Biegungsbeanspruchung. Die für den ersten und den letzten Zweck aufgestellten Tafeln sind die besten; sie ähneln sich in ihrem Aufbau, der durch sehr geschickt angewandte projektive Verzerrung aus einer üblichen, hier aber ungünstigen Fluchtlinientafel abgeleitet ist und recht gute Schnitte und Genauigkeit liefert. Tafel 1 bis 5 beziehen sich auf Stehblechstöße mit verschiedener (gleichmäßiger und ungleichmäßiger) Nietteilung, während Tafel 10 bis 13 für deutsche Normalprofile, Tafel 14 bis 16 für österreichische die Bemessung der angegebenen Pfetten- oder Kranbahnprofile behandeln. Die Tafel 6 und 7 zur Trägheitsmomentenermittlung ist eine gewöhnliche Tafel mit Multiplikativzusammenhang; die Knicktafel 9 ebenfalls, hat aber den Nachteil wechselweis zusammengehöriger, doppelbezifferter Teilungen und nicht sehr günstiger Genauigkeit. Die Niettafel endlich unterscheidet sich kaum von der entsprechenden Tafel der B. E. (Wilhelm Ernst & Sohn). — Die Sammlung ist, wenngleich der praktische Nutzen der einzelnen Tafeln unterschiedlich zu werten ist, sehr wohl geeignet, im Bureau Zeitersparnisse zu erzielen. Regierungsbaumeister Fr. Eisner.

Deutscher Reichsbahn-Kalender für 1928. Herausgegeben von Reichsbahndirektor Dr.-Ing. Dr. rer. pol. Hans Baumann. Leipzig 1927. Konkordia-Verlag. Preis 4 R.-M.

Auf 160 Abreißblättern — gegen das Vorjahr einer Vermehrung um 36 Blätter entsprechend — führt uns der bekannte Kalender in das Tun und Wirken der Deutschen Reichsbahn. Generaldirektor Dr.-Ing. ehr. Dorpmüller selbst hat das Werk mit dem treffenden Worte eingeleitet: „Die Deutsche Reichsbahn ist auf Gedeih und Verderb mit der deutschen Wirtschaft verbunden". Jeder der 30 Reichsbahnbezirke zeigt besondere wirtschaftliche Verhältnisse. Deutschlands Bodenbeschaffenheit ist so verschieden, seine Bodenschätze sind so mannigfach gelegen, daß an jede Direktion der Reichsbahn völlig andere Verkehrsaufgaben herantreten. Diesen innigen Zusammenhang zwischen Reichsbahn und Wirtschaft klarzulegen, hat sich der Kalender diesmal zur Aufgabe gemacht, und man darf sagen, daß er diese Aufgabe trefflich gelöst hat. Auf je einem besonderen Blatt ist die wirtschaftliche Bedeutung jeder Direktion dargestellt. Viele Kalenderblätter geben Aufschluß einerseits über die Aufträge der Reichsbahn an die Wirtschaft und bringen anderseits die Ausführung der Transporte der Wirtschaft durch die Reichsbahn zum Ausdruck. Eine Reihe guter Bilder führt uns durch schöne Gegenden Deutschlands, die die Reichsbahn dem Reisenden erschließt und näher bringt.

Die drucktechnische Ausstattung des Kalenders ist rühmenswert; besonders die Auswahl der Sonntagsbilder zeugt von gutem Verständnis für den Geschmack des großen Publikums. L.

Eingegangene Bücher.

Mitteilungen des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München. Herausgegeben vom Institutsvorstand D. Thoma, Dr.-Ing., o. Professor. Heft 2. 73 S. mit 88 Abb. München und Berlin 1928. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 5,80 R.-M.

Internationale neue Baukunst. Im Auftrag des Deutschen Werkbundes herausgegeben von L. Hilberseimer. 2. Aufl. 55 S. mit 137 Abb. Stuttgart 1928. Verlag von Julius Hoffmann. Preis kart. 5,20 R.-M.

Das Netz der Hauptkraftwagenstraßen in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Von Dr.-Ing. Ph. A. Rappaport. 22 S. mit 8 Abb. Charlottenburg 2 1927. Selbstverlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Preis 1 R.-M.

Lehrbuch der Reichskurzschrift, der deutschen Einheitskurzschrift. Von K. Hempel. 64 S. Gotha 1925. Verlag von Richard Öfler. Preis geh. 1,50 R.-M.

Das ABC des Hausbesitzers. Von Rechtsanwalt Dr. A. Karger. 437 S. Berlin und Wien 1928. Industrieverlag Spaeth & Linde. Preis geh. 8,40 R.-M., in Leinen geb. 10,80 R.-M.

Stilkes Rechtsbibliothek Nr. 70. **Das Baurecht** im Privatrecht, in der Gewerbeordnung und im Reichsstrafgesetzbuch. Von Rechtsanwalt Dr. Werneburg. 204 S. Berlin 1928. Verlag von Georg Stilke. Preis in Leinen geb. 6 R.-M.

Sammlung Göschen, Bd. 977. **Eiserne Balkenbrücken.** Von Prof. Dr.-Ing. J. Melan. 105 S. mit 93 Abb. Berlin und Leipzig 1928. Walter de Gruyter & Co. Preis in Leinen geb. 1,50 R.-M.

Sammlung Göschen, Bd. 982. **Blitzschutz der Gebäude.** Von Baurat H. Klaiber. 128 S. mit 39 Abb. Berlin und Leipzig 1928. Walter de Gruyter & Co. Preis in Leinen geb. 1,50 R.-M.

Sammlung Göschen, Bd. 399. **Die Bauführung im Hochbau.** Von Prof. E. Beutinger. 3. Aufl. 153 S. mit 29 Abb. und 8 Taf. Berlin und Leipzig 1927. Walter de Gruyter & Co. Preis in Leinen geb. 1,50 R.-M.

Sammlung Göschen, Bd. 976. **Der Betonstraßenbau.** Von Dr.-Ing. W. Petry. 112 S. mit 49 Abb. Berlin und Leipzig 1927. Walter de Gruyter & Co. Preis in Leinen geb. 1,50 R.-M.

Sammlung Göschen, Bd. 978. **Baustoffverarbeitung und Baustellenprüfung des Betons.** Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. 106 S. mit 22 Abb. Berlin und Leipzig 1927. Walter de Gruyter & Co. Preis in Leinen geb. 1,50 R.-M.

Das ABC des Bauens. Von Prof. Dr. P. Schultze-Naumburg. 108 S. mit 15 Abb. Stuttgart 1928. Franckhsche Verlagshandlung. Preis geh. 2 R.-M., in Leinen geb. 2,80 R.-M.

Bautechnische Lehrhefte. **Rechnen und Mathematik** (einschließlich graphischer Darstellungen). Von Regierungsbaumeister a. D. Dipl.-Ing. W. Zippel, Studienrat. 91 S. Leipzig 1927. Dr. Max Jänecke. Preis 1,40 R.-M.

Bautechnische Lehrhefte. **Landwirtschaftliche Baukunde.** Von Dipl.-Ing. M. Jaekel. 44 S. Leipzig 1927. Dr. Max Jänecke. Preis 0,80 R.-M.

Bautechnische Lehrhefte. **Erd- und Eisenbahnbau.** Von Studienrat Reg.-Baumeister W. Zippel. 88 S. Leipzig 1927. Dr. Max Jänecke. Preis 1,40 R.-M.

Bautechnische Lehrhefte. **Feldmessen.** Von Studienrat Professor P. Brändlein. 55 S. Leipzig 1927. Dr. Max Jänecke. Preis 0,90 R.-M.

Fließverfahren zur Unterscheidung pflanzlicher Öle. Von P. Jaeger. 26 S. mit 22 Abb. Stuttgart 1927. Verlag des Forschungs- und Lehrinstituts für Anstrichtechnik, Stuttgart-Feuerbach, Ludwigsburger Str. 73. Preis geh. 1,60 R.-M.

Die Bemessung von Regenwasserkanälen mit Hilfe nomographischer Verfahren. Von Dr.-Ing. Friedrich Reinhold. 36 S. mit 28 Abb. Danzig 1927. Kommissionsverlag Danziger Verlagsgesellschaft m. b. H. Preis 4 R.-M.

Niederschrift über die III. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau am 27. und 28. Mai 1927 in Köln. 143 S. Charlottenburg 1927. Selbstverlag der Studa. Preis 3,60 R.-M.

Zement-Verarbeitung, Heft 23. **Betonplastik.** Von Dr.-Ing. Riepert. 51 S. mit 38 Abb. Charlottenburg 1927. Zementverlag G. m. b. H.

Der Putz und seine Verwendung. Von Professor Dr.-Ing. Ed. J. Siedler. 38 S. mit 38 Abb. Berlin 1927. Kalkverlag G. m. b. H. Preis 1,50 R.-M.

Die in Ziegeleibetrieben gemachten Fehler und deren Verhütung. Von Direktor V. Pinkl. 188 S. mit 127 Abb. Halle a. d. S. 1927. Verlag von Wilhelm Knapp. Preis geh. 5,60 R.-M.

Die Wellen, die Schwingungen und die Naturkräfte. Von Prof. Dr.-Ing. ehr. M. Möller. 2. bis 4. Teil. Lieferung 2. S. 133 bis 268, Abb. 36 bis 91. Braunschweig 1927. Friedr. Vieweg & Sohn Akt.-Ges. Preis 5 R.-M.

DIN-Normblatt-Verzeichnis. Herbstausgabe 1927. Berlin S 14 1927. Beuth-Verlag G. m. b. H. Preis 2 R.-M., für regelmäßige Bezieher 1,60 R.-M.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 30. März 1928 — Heft 14

Die Erneuerung der Überbauten der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. O. im Gleis Frankfurt—Reppen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Kado** in Frankfurt a. d. O.

Einleitung.

In der „Bautechnik" 1926, Heft 48 u. 51, habe ich die Verstärkung der Überbauten der Oderbrücke im Gleis Reppen—Frankfurt beschrieben. Im nachfolgenden soll die im vergangenen Jahre zur Ausführung gelangte Erneuerung der Überbauten des Nachbargleises Frankfurt—Reppen behandelt werden.

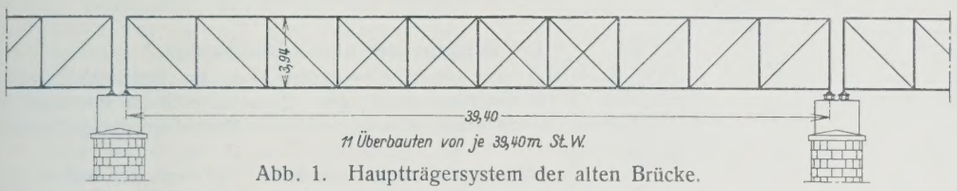


Abb. 1. Hauptträgersystem der alten Brücke.

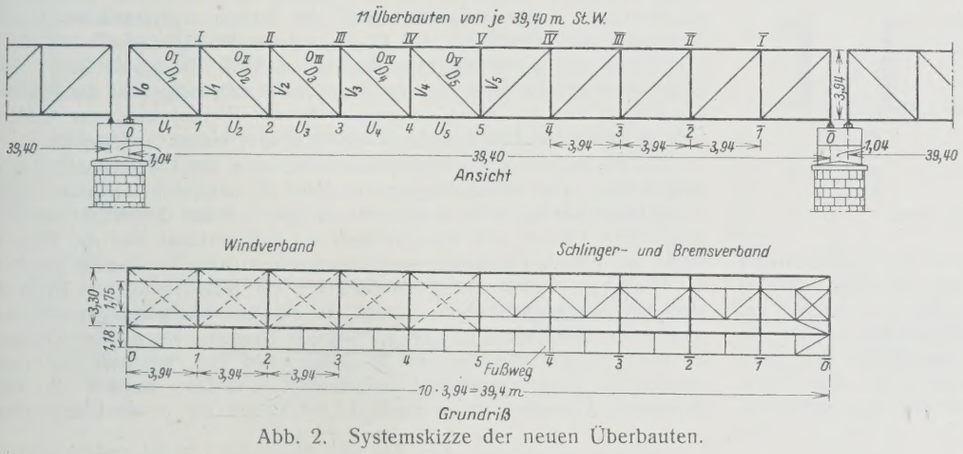
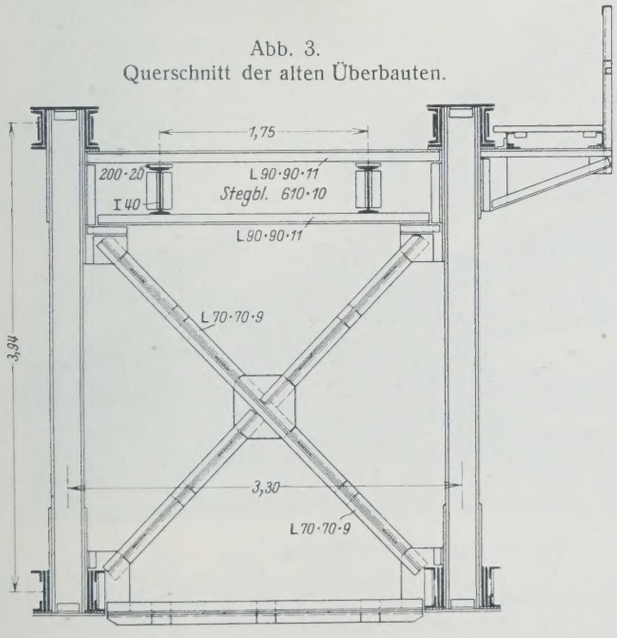


Abb. 2. Systemskizze der neuen Überbauten.

Die elf alten Überbauten dieses Gleises (Abb. 1) wurden im Jahre 1870 von der Firma Rouez & Co. (Rote Erde) in Dortmund aus Schweißeisen hergestellt. Es handelt sich um Parallelfachwerkträger mit hochliegender

Abb. 3.
Querschnitt der alten Überbauten.



Fahrbahn. Die Gurtungen der Hauptträger sind aus je 8 L-Eisen gebildet, deren Zusammensetzung aus der Querschnittskizze zu erkennen ist. In den vier Mittelfeldern der Hauptträger sind je zwei sich kreuzende Zugstreben, in den Endfeldern einfache Zugstreben angeordnet. Im Jahre 1900 wurden die Überbauten durch die Firma J. C. Christoph A.-G. in Niesky in umfangreicher Weise mittels Flußeisen so verstärkt, daß sie dem Lastenzuge von 1895 der Preußischen Staatsbahn genügten. Dabei wurden fast sämtlichen Stäben der Hauptträger und den Querträgern neue Teile hinzugefügt. Die als Gitterträger ausgebildeten Längsträger wurden durch vollwandige Träger ersetzt. Das Gewicht eines alten Überbaues betrug

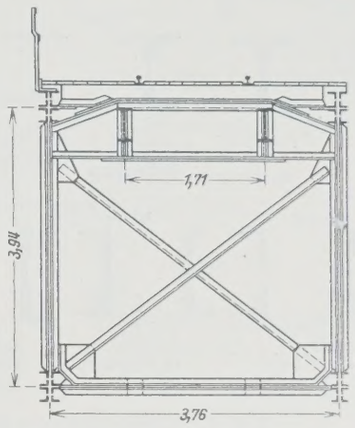


Abb. 1a. Querschnitt der alten Brücke.

in seiner ursprünglichen Form 60 t und nach der Verstärkung im Jahre 1900 81,2 t. Da die Überbauten den heutigen Verkehrslasten nicht mehr gewachsen waren und ihre nochmalige Verstärkung nicht in Frage kam, mußten sie unter Beibehaltung der alten Pfeiler und Widerlager durch neue ersetzt werden.

Die Ausbildung der neuen Überbauten.

Die neuen Überbauten sind in hochwertigem Baustahl St 48 ausgeführt worden. Ihrer Berechnung ist der Lastenzug *N* der Deutschen Reichsbahn zugrunde gelegt worden. Auch die neuen Überbauten sind als Parallelfachwerkträger ausgebildet. Durch die Beibehaltung der alten Pfeiler, die feste Lage der Konstruktionsunterkante und der Schienenoberkante und die wünschenswerte Anpassung an die Überbauten des Nachbargleises ergab sich, daß auch für die neuen Überbauten (Abb. 2 u. 3) bei einer Stützweite von 39,40 m die Teilung in zehn Felder und die Systemhöhe der Hauptträger von 3,94 m beibehalten wurde. Der Abstand der Hauptträgermitten ist von 3,76 m auf 3,30 m verringert worden.

Die Profile der einzelnen Hauptträgerstäbe sind aus Abb. 4 zu ersehen.

Die Querträger sind im Abstande der Feldweiten dicht unter den Obergurten der Hauptträger angeordnet und mittels je zweier Winkel an die Pfosten der Hauptträger angeschlossen. Der Querträger im Punkte 0 ist aus einem Stegblech 540 · 10 mit oberen und unteren Gurtwinkeln 90 · 90 · 11 gebildet. Alle anderen Querträger sind aus einem Stegblech 610 · 10 mit den gleichen Gurtwinkeln gebildet.

Die Längsträger bestehen aus I 40. Ihr Abstand voneinander beträgt 1,75 m. Sie sitzen zwischen den Querträgern, an die sie mittels Winkel angeschlossen sind. Außerdem sind sie an den Anschlußpunkten durch obere Kopfplatten, die das Querträgerstegblech durchbohren, miteinander verbunden. Zum Schutze gegen vorzeitiges Rosten unter den Schwellen sind die Längsträger mit einer 10 mm starken Schutzplatte versehen.

Zwischen den Längsträgern ist ein aus Streben und Pfosten bestehender Schlingerverband (Abb. 2) angeordnet. An beiden Enden jedes Überbaues ist in Höhe der unteren Längsträgerflansche ein Bremsverband angebracht, der die Bremskräfte in die Hauptträger überleitet. Der Windverband befindet sich in der Ebene der Untergurte. Die auf Fahrbahn und oberen Brückenteil in der Querrichtung wirkenden wagerechten Kräfte werden durch Querverbände, die in jedem Felde zwischen den Pfosten der Hauptträger vorgesehen sind, in den unten liegenden Windverband

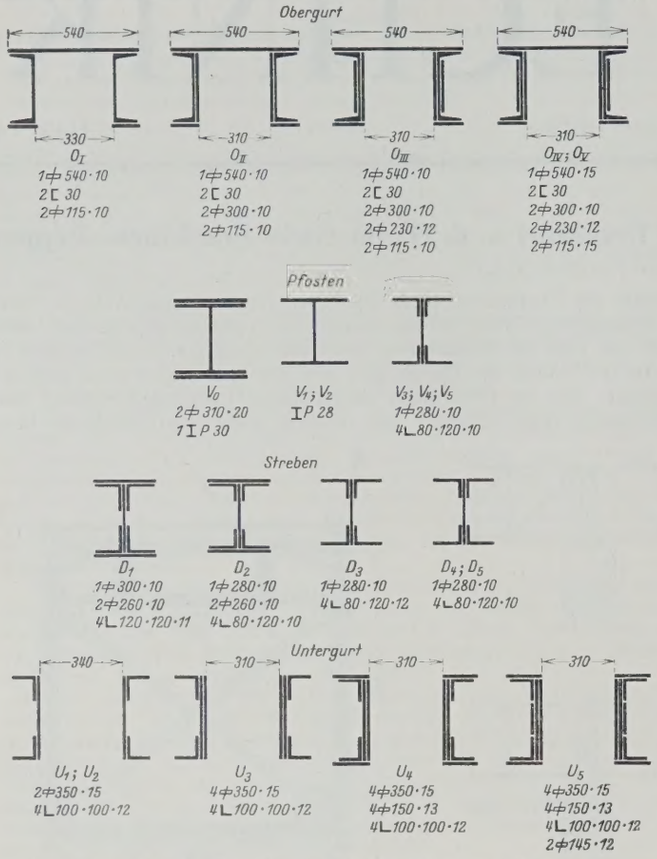


Abb. 4. Querschnitte der Hauptträgerstäbe.

übergeleitet. In den Punkten 0 und $\bar{0}$ ist der untere Querverbandriegel so stark ausgebildet, daß unter ihn seitlich der Lager Druckpressen zum Anheben der Brücke angesetzt werden können. An der Außenseite der Überbauten ist ein etwa 90 cm breiter Fußweg angeordnet.

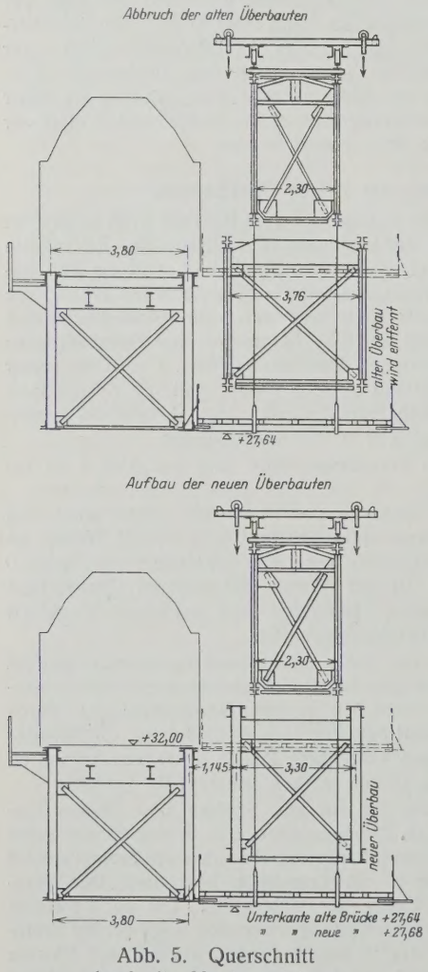


Abb. 5. Querschnitt durch die Montagerüstung.

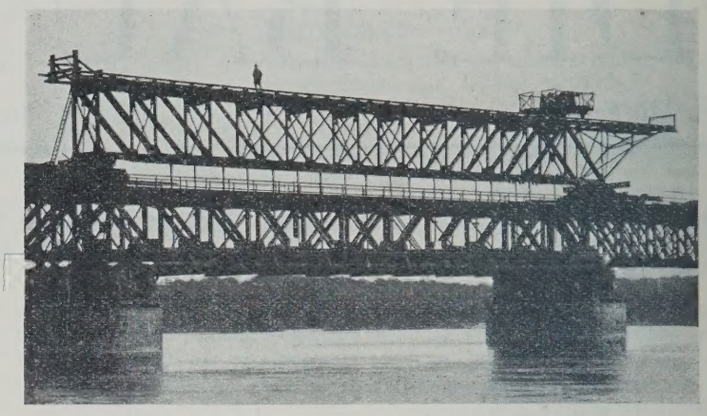


Abb. 7. Ein alter Überbau als Rüstträger.

Die Montage der neuen Überbauten.

Die Lieferung der neuen Überbauten war der Brückenbauanstalt Beuchelt & Co. in Grünberg übertragen. Von besonderem Interesse ist die Ausführung der Montage, wie sie nach dem Vorschlage der genannten Firma stattfand.

Sowohl der Abbruch der alten Überbauten, wie auch der Aufbau der neuen Überbauten wurde unter Verwendung von zwei alten Überbauten als Rüstträger ausgeführt, ohne daß der Einbau irgendwelcher fester Rüstungen oder überhaupt eine Einengung des Durchflußprofils erforderlich wurde. Voraussetzung war hierbei, daß für die ganze Dauer der Bauarbeiten an der Baustelle der Zugverkehr eingleisig über die Brücke des Gleises Reppen—Frankfurt geleitet wurde. Ferner wurde an beiden Brückenenden ein Baugleis zur Zustellung von Wagen vorgesehen.

Zu Rüstträgern wurden die alten Überbauten der Öffnungen 5 und 7 hergerichtet. Der Arbeitsvorgang ist dabei im einzelnen folgender: Die Längsträger werden entfernt und der mittlere Teil der Querträger herausgeschnitten. Wind- und Querverbände werden verkürzt und die Hauptträger auf 2,30 m Entfernung zusammengerückt (Abb. 5). Sodann werden die Rüstträger mittels Druckwasserpressen auf Schwellenstapeln (Abb. 6) etwa 6,00 m hoch gehoben, so daß sie auf den Obergurtungen der benachbarten Überbauten aufgelagert werden können. Zu diesem Zwecke ist noch die Verlängerung des Rüstträgers um ein Feld und eine entsprechende Längsverschiebung erforderlich. Alsdann werden an die Rüstträger Arbeitsbühnen angehängt, auf denen die neuen Überbauten

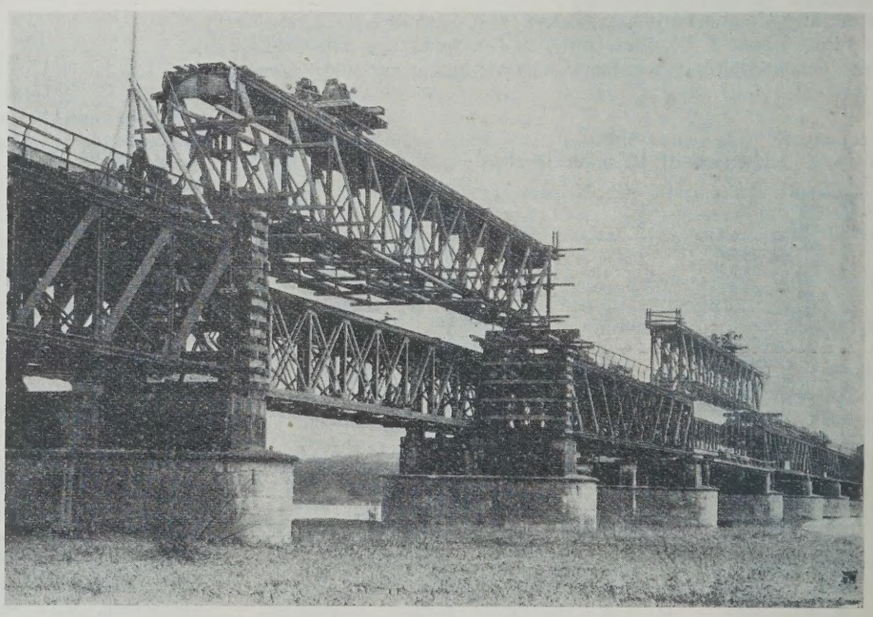


Abb. 6. Bild der beginnenden Montage.

Das Gewicht eines neuen Überbaues beträgt ohne Fußweg und ohne Lager 105,0 t. Für den Fußweg kommen 2,9 t und für die Lager 4,1 t hinzu.

aufgebaut, bezw. die alten Überbauten abgebrochen werden. Der Einbau bezw. Abbruch der Konstruktionsteile geschieht mittels eines auf den Obergurtungen des Rüstträgers laufenden Kranes. Eine schnabelartige Verlängerung des Rüstträgers (Abb. 7, rechte Seite) ermöglicht das Heranbringen der Eisenbahnwagen mit neuen Konstruktionsteilen oder zur Aufnahme ausgebauter Teile bis unter den fahrbaren Kran.

Für den Fortgang der einzelnen Arbeiten wurde ein genauer Bauplan aufgestellt, der in Abb. 8 dargestellt ist. Mit Hilfe des Rüstträgers 5 werden nacheinander die Überbauten 5, 6, 4, 3, 2 und 1 abgebrochen bezw. aufgebaut, während mit dem Rüstträger 7 nacheinander die Überbauten 7, 8, 9, 10 und 11 abgebrochen bezw. aufgebaut werden. Die Rüstträger sind an ihren Endpunkten auf Verschiebewagen gelagert, auf denen sie von einer Öffnung zur nächsten verfahren werden. Die Wagen laufen auf dem vorhandenen Gleis der alten Brücke und behelfsmäßig verlegtem Gleis auf den neuen Überbauten.

Der aufgestellte Bauplan wurde in allen Teilen eingehalten. Die in ihm vorgesehenen Zeiten konnten insgesamt noch um mehrere Wochen abgekürzt werden.

Nach jedesmaliger Herrichtung der Arbeitsbühne wurde das Zerlegen und Verladen eines alten Überbaues in 5 Arbeitstagen bewältigt. Der Zusammenbau eines neuen Überbaues erforderte bei einer täglichen Arbeitsdauer von 9 bis 10 Stunden etwa 8 Arbeitstage. Für das Abnieten eines Überbaues wurden etwa 10 Arbeitstage benötigt. Die erforderliche Druckluft lieferte ein Kompressor mit 5,2 m³/Min. Ansaugleistung und einem Betriebsdruck von 7 at, der durch einen Motor von 50 PS angetrieben wurde. An die Luftleitung waren gleichzeitig 5 Niethämmer, 2 Bohrmaschinen und 4 Feldschmieden angeschlossen. Bei jedem Überbau waren etwa 10 000 Niete auf der Baustelle zu schlagen.

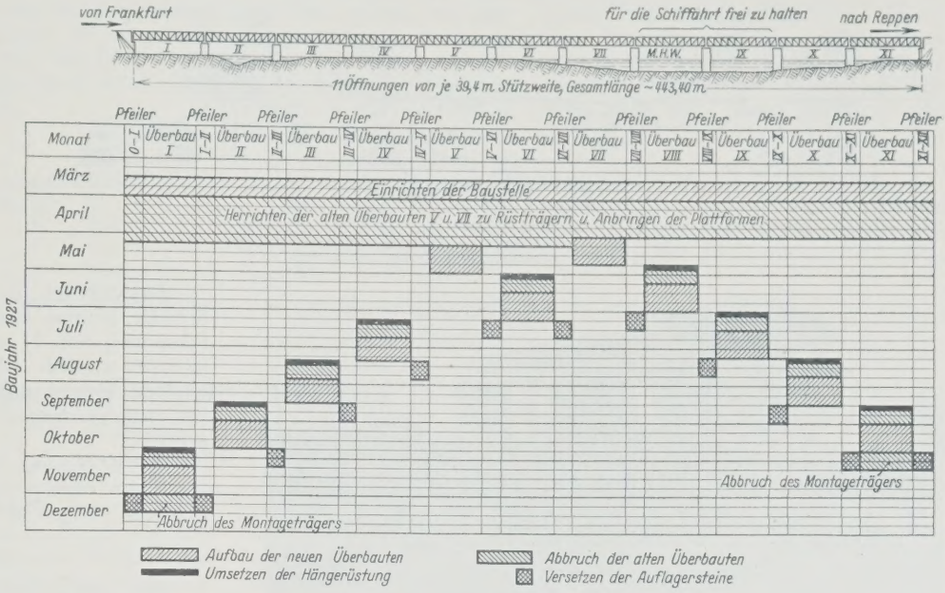


Abb. 8. Bauplan für die Auswechslung der eisernen Überbauten.

Hand in Hand mit der Aufstellung der neuen Überbauten ging die Herstellung der Auflager auf den Pfeilerköpfen. Während bei der alten Brücke auf den einzelnen Pfeilern je zwei feste oder zwei bewegliche Auflager vorhanden waren, wurde jetzt auf jedem Pfeiler ein festes und

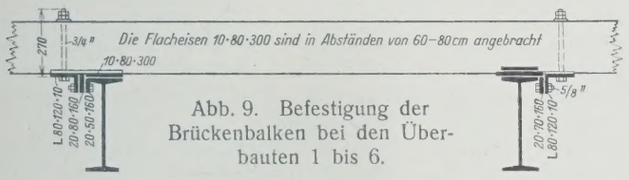


Abb. 9. Befestigung der Brückenbalken bei den Überbauten 1 bis 6.

ein bewegliches Lager angeordnet, um auf jeden Pfeiler nur die Bremskräfte eines Überbaues zu übertragen. An Stelle der alten Auflagersteine aus Granit wurden größere durch den ganzen Pfeiler hindurchreichende Auflagersteine aus Eisenbeton hergestellt. Sie haben eine Breite von 1,10 m und eine Höhe von 0,90 m.

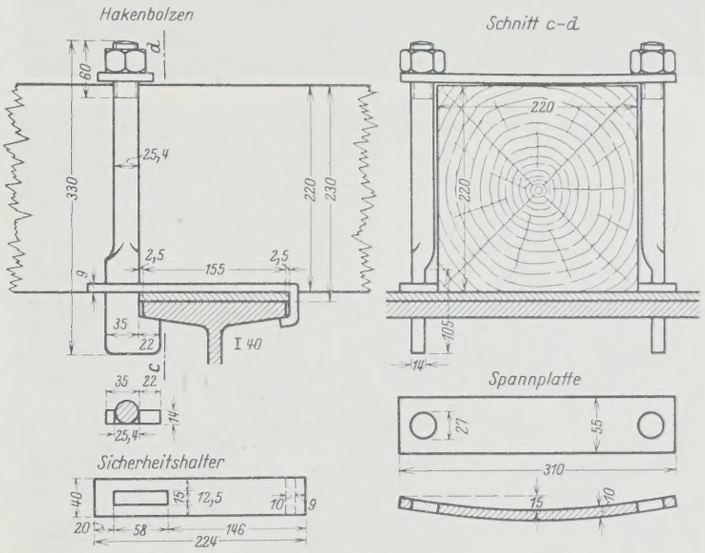


Abb. 10. Befestigung der Brückenbalken bei den Überbauten 7 bis 11.

Die Anordnung des Oberbaues auf der Brücke.

Der auf der Brücke verlegte Oberbau besteht aus Reichsbahnschienen S 49 mit Leitschienen auf eichenen Brückenbalken. Die Brückenbalken sind zu Versuchszwecken bei den Überbauten 1 bis 6 nach dem Vorschlage des Reichsbahnrats Kuhnke, Berlin (Abb. 9), und bei den Überbauten 7 bis 11 nach dem Muster der Reichsbahndirektion Oldenburg (Abb. 10) befestigt worden. Nach Vorschlag Kuhnke ist neben den Längsträgern ein L 80·120·10 angeordnet, das in Abständen von 60 bis 80 cm an den Längsträgern befestigt ist und in Abständen von etwa 8 cm mit Löchern zum Einziehen der Schwellenbolzen versehen ist. Um dem Schienenstrang eine gewisse Bewegungsfreiheit beim Durchbiegen der Brücke zu lassen, haben wir diese Löcher in den drei letzten Feldern an beiden Enden jedes Überbaues länglich ausgebildet.

Nach dem Vorschlage der Reichsbahndirektion Oldenburg werden die Schwellen mittels Hakenbolzen und Spannbügel fest an die Längsträger angepreßt. Beide Bauarten ermöglichen ein leichtes Auswechseln oder Verschieben der Schwellen.

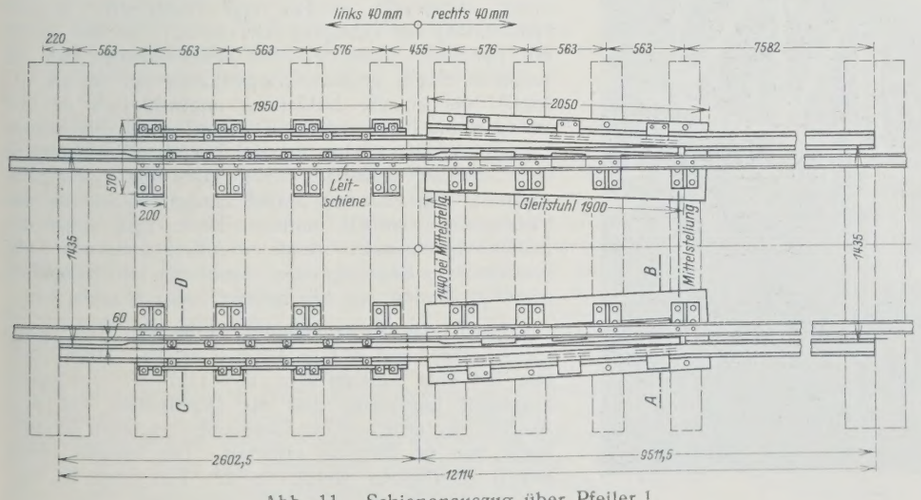


Abb. 11. Schienenauszug über Pfeiler I.

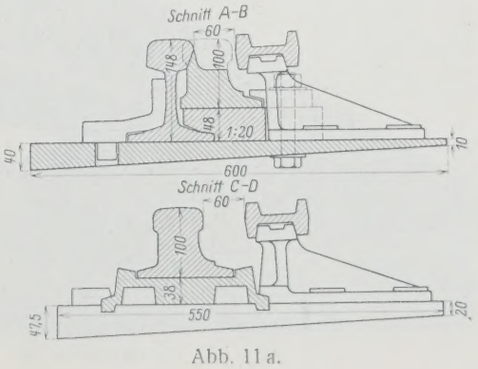


Abb. 11a.

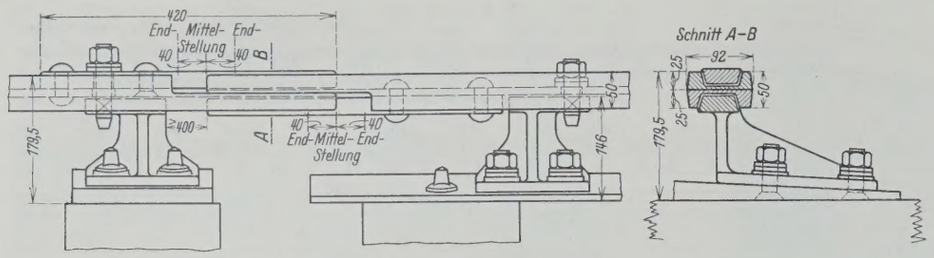


Abb. 12. Leitschienenauszugvorrichtung.

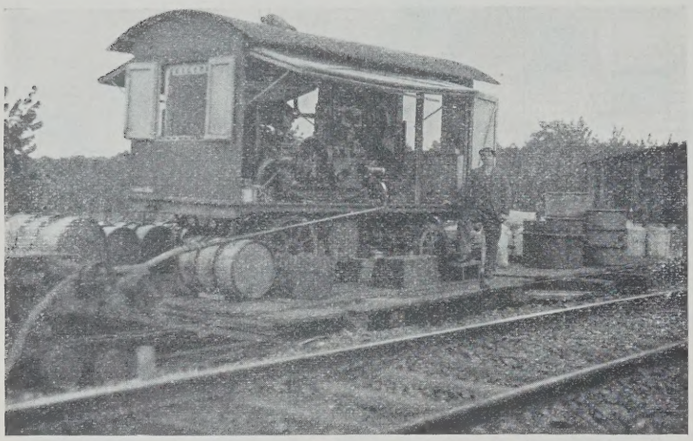


Abb. 13.
Fahrbare Kompressoranlage für Entrostung und Anstrich von Brücken.

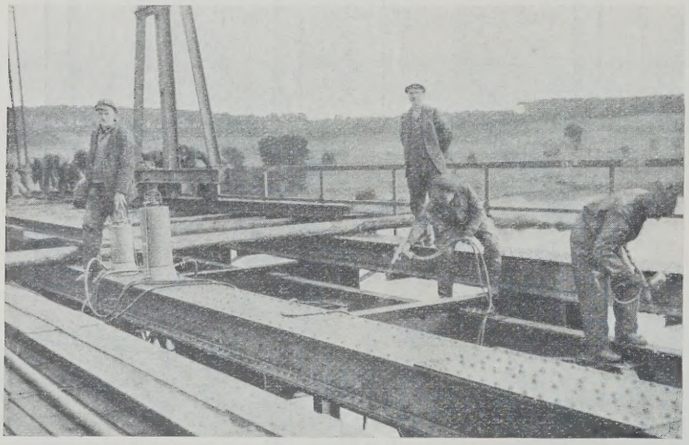


Abb. 14. Brückenanstrich im Spritzverfahren.

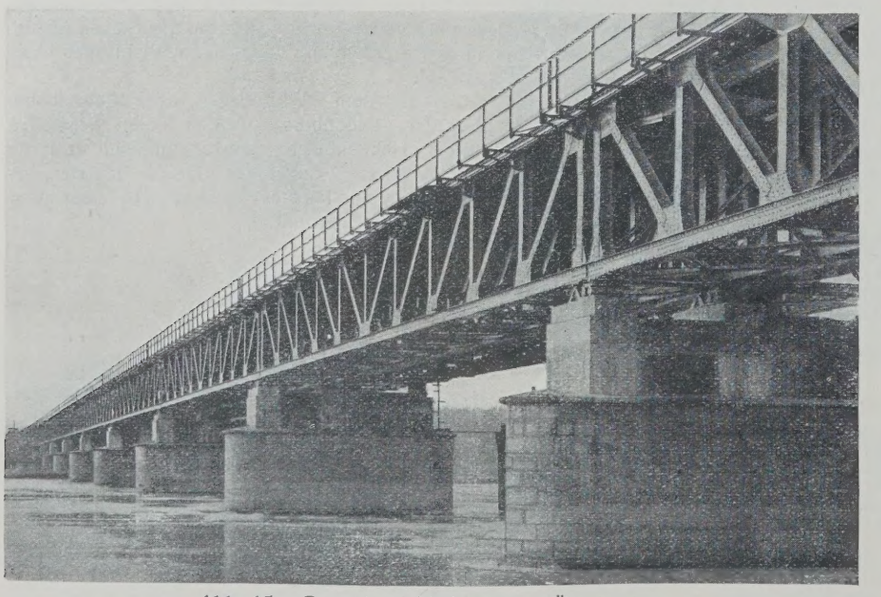


Abb. 15. Gesamtansicht der neuen Überbauten.

Sämtliche Stöße auf der Brücke sind lückenlos hergestellt, wobei die Schienenköpfe durch Anordnung von Exzenterbolzen in den Stoßlaschen fest aneinander gepreßt werden. Die scharfe Ausbildung der oberen Schienenkopfkanten haben wir auf Grund der schlechten Erfahrungen, die damit an anderen Stellen gemacht sind, vermieden. Nach neuerer Weisung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn soll diese Stoßausbildung künftig nicht mehr gewählt werden, sondern die Schienen sollen an Stoßstellen auf Brücken in jedem Falle geschweißt werden.

Da sich auf jedem Pfeiler ein festes und ein bewegliches Lager befindet, ist über jedem Pfeiler eine Schienenauszugvorrichtung einfacher Form nach Abb. 11 mit einer möglichen Beweglichkeit von ± 4 cm angeordnet worden. Die Führung der Leitschiene an der gleichen Stelle ist nach Abb. 12 ausgebildet worden. Die Auszugvorrichtungen wurden von den Vereinigten Stahlwerken A.-G., Bochumer Verein in Bochum, geliefert.

Die Abdeckung der Fahrbahn geschieht innerhalb der Leitschienen mit 6 mm starken und 90 cm breiten Warzenblechen mit Seitengefälle 1:50, im übrigen mit 5 cm starken eichenen Bohlen.

Der Anstrich der Überbauten.

Die neuen Überbauten, die bereits in der Werkstatt den Grundanstrich mit Bleimennige erhalten hatten, konnten sämtlich bis auf einen noch im Herbst 1927 mit Deckanstrich versehen werden. Der Anstrich wurde mittels des Spritzverfahrens ausgeführt, unter Verwendung von Faktorfarben der Firma H. Frenkel in Leipzig-Mölkau. Für den ersten Deckanstrich wurde eine hellgraue Zinkoxydfarbe, für den zweiten eine etwas dunklere Zinkoxydfarbe gewählt. Die mit Faktorfirnis angesetzten Farben bieten den Vorteil, daß der erste Anstrich bereits nach sehr kurzer Zeit, etwa 35 Minuten bis 1 Stunde in seiner äußeren Schicht so weit erhärtet ist, daß der zweite Anstrich aufgespritzt werden kann. Bereits nach etwa 25 Minuten wird die Farbe durch plötzlich einsetzenden Regen nicht mehr beschädigt. Besonders die letztere Eigenschaft hat uns zur Verwendung dieser Farbe bewogen, da mit dem Anstrich erst in der zweiten Septemberhälfte, also in einer bereits recht ungünstigen Jahreszeit begonnen werden konnte.

Als Kraftquelle für das Anspritzen diente die der Reichsbahndirektion Osten gehörige fahrbare Kompressoranlage (Abb. 13), die bisher bereits zum Antrieb eines Sandstrahlgebläses beim Entrosten von Brücken verwendet wurde. Der Kompressor hat eine Ansaugleistung von 6 m³/Min. bei einem Betriebsdruck von 6 at. Im vorliegenden Falle wird mit einem Betriebsdruck von 3 at gearbeitet. Das eigentliche Spritzgerät wurde uns zunächst von der Firma Frenkel leihweise zur Verfügung gestellt, dann aber größtenteils von uns käuflich übernommen.

Es wurde gleichzeitig mit fünf Farbspritzen gearbeitet. Unter Leitung eines fachmännisch vorgebildeten Beamten wurden die Spritzgeräte durch von uns eingestellte Zeitarbeiter bedient, die größtenteils erst auf der Baustelle angelernt wurden.

Die Farbspritzen „Sprio“ wurden von der Firma Krautzberger & Co. in Holzhausen bei Leipzig geliefert. Bei der „Sprio“ mit Fließtopf (Abb. 14, rechte Seite) befindet sich auf der Pistole ein Farbgefäß, aus dem die Farbe durch ihr Eigengewicht in das Düsenrohr fließt. Durch einen Luftschlauch ist die Pistole an die Druckluftleitung angeschlossen. Sie hat den Nachteil, daß bei größeren Objekten das Farbgefäß öfters nachgefüllt werden muß. Anderseits ist ihre Handhabung und Reinigung sehr einfach. Bei der „Sprio“ mit Spritzrohr (Abb. 14, linke Seite) befindet sich die Farbe in einem größeren Farbbehälter von 10 bis 20 l Inhalt, der an die Luftleitung angeschlossen ist und aus dem die Farbe mittels Druckluft durch besonderen Farbschlauch der Pistole zugeführt wird. Die Pistole ist also an zwei Schläuche, einen Luft- und einen Farbschlauch, angeschlossen. Das häufige Nachfüllen des Farbbehälters entfällt hierbei. Doch muß außer der Pistole täglich nach beendeter Arbeit auch der Farbschlauch sehr sorgfältig durch Ausblasen mit Terpentinöl gereinigt werden, was zeitraubend und kostspielig ist.

Durch das Spritzverfahren wurde ein sehr guter gleichmäßiger und dichter Anstrich erzielt. Jeder Überbau hat eine Anstrichfläche von 1257 m². Die nachfolgenden Ergebnisse sind als Durchschnitt aus dem Anstrich der ersten sieben Überbauten mit einer Gesamtfläche von rd. 8800 m² ermittelt. Der Anstrich dieser sieben Überbauten wurde in der Zeit vom 19. September bis 28. Oktober 1927 ausgeführt. Der Farb-

verbrauch hat sich etwa 25% höher gestellt als bei Anstrich mit Pinsel. Er betrug für den ersten Deckanstrich 0,144 kg/m² und für den zweiten Deckanstrich 0,139 kg/m² einschl. Verdünnung. Dabei ist zu berücksichtigen, daß infolge des ungünstigen Herbstwetters der Streuverlust beim Spritzen und damit der Farbverbrauch besonders hoch waren. Die Kosten für den Anstrich haben sich wie folgt gestellt.

Farbe für 1. Deckanstrich	0,15	R.-M./m²
„ „ 2. „	0,15	„
Lohn einschl. Aufstellen und Bedienen der Kompressoranlage, Umhängen der Rüstungen und Arbeitsunterbrechung infolge Nebel und Regen	0,17	„
Betriebstoffe (Benzol und Öl)	0,07	„
Amortisation und Verzinsung der Anlage	0,04	„
Zusammen	0,58	R.-M./m²

Die Kosten für die Farbe haben mithin etwa 0,30 R.-M./m² und die Kosten für den Anstrich 0,28 R.-M./m² betragen. Unter Berücksichtigung der ungünstigen Jahreszeit und der zeitraubenden Arbeit des Umhängens der Hängerüstungen ist das Ergebnis als günstig zu bezeichnen. Gegenüber einem Anstrich mit Pinsel ist eine Ersparnis von wenigstens 30% und auch eine schnellere und bessere Ausführung erreicht worden.

Die Inbetriebnahme.

Die neuen Überbauten wurden am 21. Dezember 1927 in Betrieb genommen. Die am Tage vorher an sämtlichen elf Überbauten vorgenommenen Belastungsversuche hatten ein gleichmäßiges und gutes Ergebnis.

Abb. 15 gibt ein Gesamtbild der fertigen Brücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau des Sulgenbachstollens in Bern.

Von Dr. sc. techn. **E. Wiesmann**, Zürich.

(Schluß aus Heft 11).

II.
Bauvorgang und Bauschwierigkeiten.

Das Hallingersche Druckluft-Vortriebverfahren ist im Prinzip ziemlich einfach. Es war wie kaum ein anderes den vorliegenden Verhältnissen angemessen. Dennoch stellten sich bei ihrer Anwendung sehr bald große und mannigfaltige Schwierigkeiten ein, die eine starke Verminderung der erwarteten Leistungen und sehr hohe Betriebskosten zur Folge hatten. Wir gewinnen über die Art dieser Schwierigkeiten eine klare Vorstellung, wenn wir sie in nachstehende Gruppen einteilen und diese getrennt behandeln.

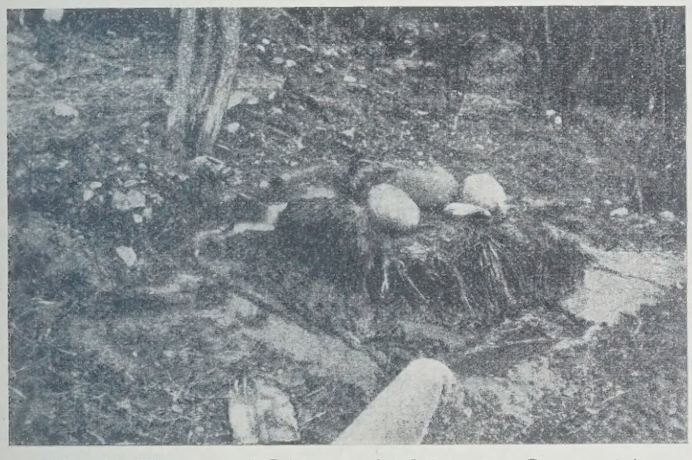


Abb. 10. Wasser- und Schlammaufstoß bei einer Brunnenstube.

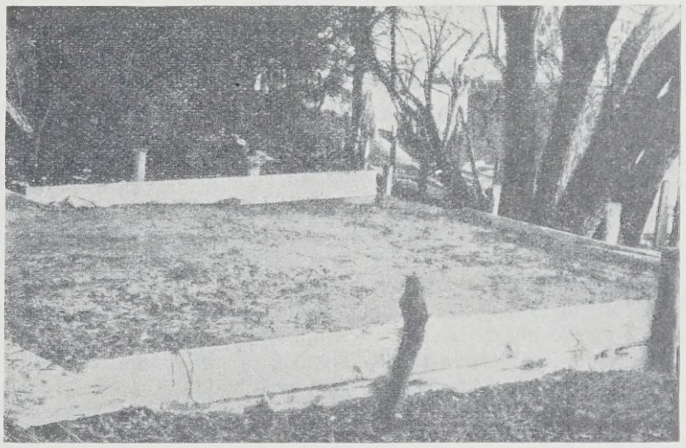


Abb. 11. Wasser- und Schlammaufstoß, mit Erde belastet.

1. Starkes Entweichen der Druckluft durch den Boden.
2. Notwendigkeit eines wesentlich höheren Luftdruckes als vorausgesetzt.
3. Folgen bei einem auch geringen Nachlassen des Luftdruckes.
4. Einfluß des größeren Luftverbrauches und des höheren Druckes auf die Installationen.
5. Einfluß des hohen Druckes auf die Leistungsfähigkeit und die Gesundheit der Arbeiter.
6. Maßnahmen zur Verhinderung der Luftentweichung.
7. Geringe Baufortschritte zufolge zahlreicher Arbeitsunterbrechungen.
8. Ansteigen der Bauausgaben und Rechtsfragen.

1. Starkes Entweichen der Druckluft durch den Boden. Schon nach kurzer Zeit ergaben sich große Schwierigkeiten, mit den vorhandenen Einrichtungen den Luftdruck konstant zu erhalten, um den Austritt von Wasser und Schlamm an der Stollenbrust zu verhüten. Statt des festen blauen Lehms wurde nämlich stark wasser- und luftdurchlässiger Schlammsand angefahren, durch den die Druckluft in außergewöhnlich starkem Maße, das Wasser mit sich reißend, entwich. Es entstanden auf diese Weise an der Erdoberfläche Quellen (Abb. 10), in denen sich die Entweichung der Luft durch gurgelnde Luftblasen im Wasser bemerkbar machte. An einzelnen Stellen entstanden im Erdreich klaffende Spalten. Um das Entweichen der Luft zu vermindern, war man genötigt, schwache Stellen der Geländefläche durch Lehmabdichtungen und Erdaufschüttungen zu verstärken, „zu belasten". Trotz dieser Maßnahmen entstanden Ausschwemmungstrichter, die zur Verhütung weiterer Ausspülungen von oben her mit Stroh, Lehm und Sandsäcken ausgepackt wurden. Die Vortriebarbeiten erlitten dadurch Unterbrechungen von mehreren Wochen (Abb. 11).

2. Notwendigkeit eines wesentlich höheren Luftdruckes als vorausgesetzt. Unter gewöhnlichen Verhältnissen darf angenommen werden, daß der zu erwartende Wasserdruck nicht höher ist als die Überlagerung. Nun trat bei der Bauausführung die eigentümliche Erscheinung auf, daß bei km 0 + 79 der Luftdruck plötzlich auf 12 m Wassersäule erhöht werden mußte (Abb. 12), wiewohl an dieser Stelle die Geländelinie nur 7,5 m über dem Stollenscheitel lag. Es war somit ein Überdruck über die Geländelinie von 4,5 m notwendig, womit das unter 1. erwähnte Entweichen der Druckluft noch gesteigert wurde. Es machte sich der hydrostatische Druck aus einem höher gelegenen Wasserspiegel geltend, eine Erscheinung, die wir mit artesischem Druck bezeichnen wollen.

Dieser artesische Druck machte sich bis km 1 + 35 geltend und erschwerte den Fortgang der Arbeiten in außerordentlichem Maße. Die Folge dieses notwendigen großen Innendruckes, der von außen her nicht ausgeglichen wurde, war das Reißen der Mauerung im Scheitel auf eine Länge von 30 m. Infolgedessen mußte das Profil nachträglich mit einer inneren Bewehrung versehen werden (Rundeisen 216 kg/m mit 8 cm starkem Torkretverputz). Nachdem die Arbeiten so weit vorgetrieben waren, daß die Überlagerung größer wurde als der Luftdruck, wurden die Luftverluste wohl geringer, indessen stellte sich nun eine neue Schwierigkeit ein. Diese bestand in der immer weiter notwendigen Erhöhung des Luftdruckes, der schließlich bis auf 32 m Wassersäule stieg, während nach den Ablesungen am Manometer der Abschlußmauer auf der Nordseite (Abb. 3) mit einem Höchstwerte von bloß 1,8 at Wasserdruck zu rechnen war. Diese gewaltige Erhöhung des Luftdruckes hatte einen nachteiligen Einfluß auf die Leistungen der Arbeiter, wovon unter Punkt 5 noch die Rede sein soll.

3. Folgen bei einem auch geringen Nachlassen des Luftdruckes. Wenn, allgemein gesagt, der Luftdruck aus irgend einem Grunde auch nur wenig sank, so zeigten sich vor Ort sogleich Wasser- und Schlammergüsse. In dem breiigen Schlamm, der sich an der Sohle bildete, konnte sogar der Schild einsinken, und man hatte dann Schwierigkeiten, ihn nach und nach wieder auf die richtige Höhe zu heben.

Trotz aller Vorsicht konnte aus verschiedenen Gründen ein Nachlassen des Luftdruckes eintreten. Bei einem pneumatischen Vortrieb ohne Schild (Caisson) konnte im Schwimmsand wie beim Sulgenbachstollen beim Nach-

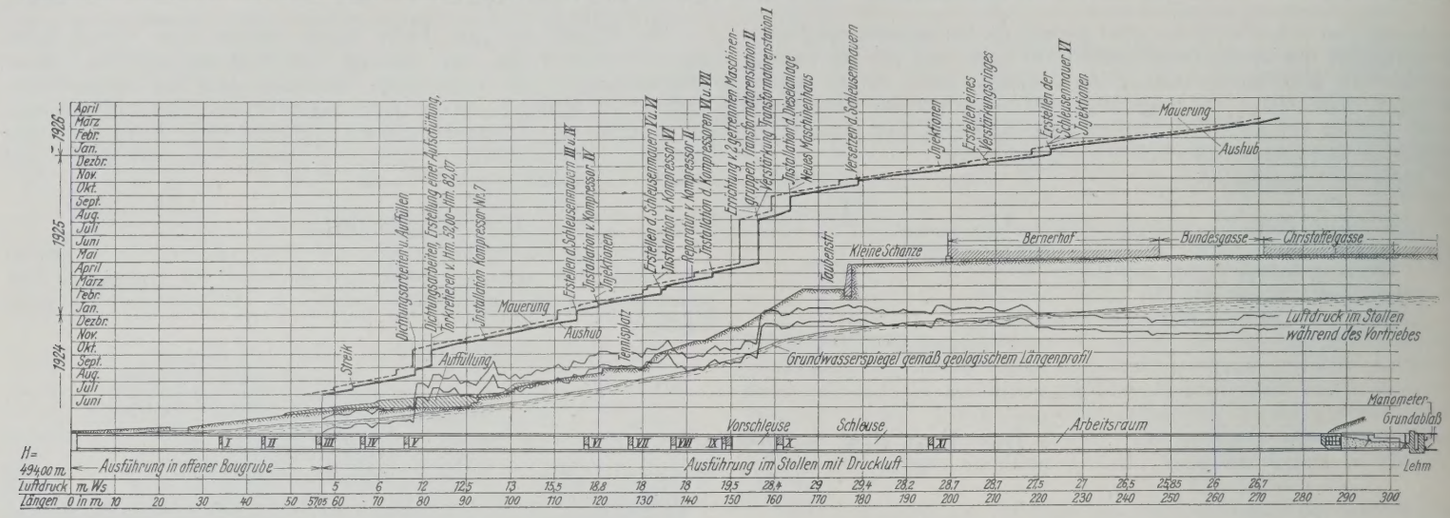


Abb. 12. Längenprofil.

lassen des Luftdruckes alsbald die ganze Vortriebstrecke einstürzen. Der Sulgenbachstollen hätte deshalb mit dem reinen Druckluftverfahren ohne gleichzeitige Anwendung des Schildes nicht ausgeführt werden können. Zur Erhaltung eines gleichmäßigen Druckes im Arbeitsraum wurden die Schleusenkammern durch eine besondere Druckleitung gespeist. Daneben mußte durch passende Kraftreserve ein Ausbleiben der Energiezufuhr vermieden werden, denn diese hätte sich sogleich durch eine empfindliche Luftdruckabnahme bemerkbar gemacht. Stärkeren Luftentweichungen an der Brust und im Arbeitsraum mußte durch zeitweise sehr umfangreiche und mühsame Lehmabdichtungen begegnet werden.

Bei Wasser- und Schlammandrang an der Brust wurde jeweils telephonisch eine Erhöhung des Druckes verlangt. Diese wurde durch Einschalten neuer Kompressorenaggregate erzielt.

4. Einfluß des größeren Luftverbrauches und des höheren Druckes auf die Installationen. Unter der Voraussetzung, daß der Wasserdruck 1,8 at nicht übersteigen und der Luftverbrauch etwa 1000 m³/Std. oder 16 bis 17 m³/Min. betragen werden, wurden anfänglich drei einstufige Kolbenkompressoren installiert, die durch zwei an das Kraftnetz des Elektrizitätswerkes der Stadt Bern angeschlossene Elektromotoren von je 65 PS Leistung angetrieben waren. Außerdem war ein Benzinreservemotor aufgestellt.

Mit der Steigerung des Luftdruckes und des Luftverbrauches war eine starke Vergrößerung der maschinellen Anlage notwendig.

Da auf diese Weise die Anlage nach und nach entstand, so bildete sie mit den notwendigen Reserven eine umständliche Zusammensetzung aus kleinen Maschineneinheiten, auf die hier nicht weiter eingegangen wird. Unterbrechungen des elektrischen Stromes waren nicht ausgeschlossen. Aus diesem Grunde wurde zur Sicherheit und um an Strom mit teuerem Tarif zu sparen, noch ein Dieselmotor von 100 PS aufgestellt. Dieser arbeitete des Tages von 7 bis 19 Uhr, während der Elektromotor in der Nacht im Betrieb war.

5. Einfluß des hohen Druckes auf die Leistungsfähigkeit und Gesundheit der Arbeiter. Bei Arbeitern, die unter erhöhtem Luftdruck arbeiten müssen, treten oft Krankheitserscheinungen auf, die als „Caissonkrankheit“ bezeichnet werden. Die Hauptgefahr liegt im Übergang von einem hohen zu einem niedrigen Druck. Beim raschen Ausschleusen bilden sich im Blute zahlreiche Stickstoffbläschen, die den Blutumlauf in den feinen Blutgefäßen hemmen.

In der Medizin heißt diese Erscheinung „Embolie“ oder Verstopfung der Blutgefäße. Ohne weiter auf die Krankheitserscheinungen einzugehen, sei hier nur bemerkt, daß die lebhafte Luftbläschenbildung verhütet werden muß. Dies geschieht durch langsames, stufenweises Senken des Luftdruckes beim Ausschleusen der Mannschaft. Die dabei entstehenden winzigen Luftbläschen werden durch den Blutumlauf fortgeschafft und haben Zeit, durch die Lungen ausgeschieden zu werden. Bei den Arbeiten des Sulgenbachstollens wurden deshalb für das Ausschleusen der Mannschaft jeweils etwa 60 bis 70 Minuten verwendet.

Aber auch das Einschleusen darf nicht zu rasch vor sich gehen, obgleich hier andere, weniger ernsthafte Vorgänge im Spiele sind. Darauf wurden 15 bis 20 Minuten verwendet. Also gingen bei jeder Schicht für Ein- und Ausschleusen $1^1/_4$ bis $1^1/_2$ Stunden verloren.

Haben infolge zu raschen Ausschleusens die Luftbläschen eine gewisse Größe erreicht, so hält deren Ausscheidung aus dem Körper sehr schwer, und es treten schlimme Krankheitserscheinungen auf, die am schnellsten und sichersten behoben werden, indem man den Patienten wieder unter Luftdruck setzt, der das Blut neuerdings zur Absorption der Luftbläschen zwingt. Nachher wird die Senkung des Druckes äußerst langsam vorgenommen. Die ganze Maßnahme dauert je nach dem Grade der Erkrankung 2 bis 8 Stunden.

Aus diesen Gründen wurde auch auf der Baustelle des Sulgenbachstollens eine sogenannte Krankenschleuse eingerichtet.

Im allgemeinen hatten die Druckluftarbeiten keine bleibenden nachteiligen Folgen auf die Gesundheit des Personals. Namentlich auch einheimische Arbeiter, die die für die Lebensweise ärztlich aufgestellten Instruktionen befolgt haben, erwiesen sich für derartige Arbeiten als durchaus geeignet.

Unter hohem Druck nimmt die Leistungsfähigkeit der Arbeiter rasch ab, und die Arbeitszeit muß verkürzt werden; gegen Ende der Arbeiten betrug sie nur noch vier Stunden.

6. Maßnahmen zur Verhinderung der Luftentweichung. Wir haben schon weiter oben angedeutet, daß zur Abdichtung stark durchlässiger Stellen sich stets eine Reserve von feinem Ziegellehm im Arbeitsraum befand. Bei dem hohen Luftdruck bis über 3 at erwies sich selbst der glatte Zementverputz nicht als ganz luftdicht. In einer langen Arbeitskammer ging schon allein auf diese Weise ziemlich viel Luft verloren. Größer waren indessen die Verluste durch den unverputzten und noch eingeschalten Beton, indem die Luft zwischen den Schalhölzern entwich, den Beton durchzog und sich in das Erdreich preßte. Durch kleine Kanäle suchte alsdann die Druckluft an die Erdoberfläche zu entweichen.

Das Entweichen der Druckluft mußte nun dadurch verhütet werden, daß die Verschalung des Betons und diejenige der Brust, soweit letztere nicht abgebaut wurde, mit Lehm verstrichen wurden. Sodann war das Mauerwerk und das anschließende Erdreich durch Zementeinspritzungen zu dichten. Zu diesem Zwecke wurden in Abständen von 1,25 m am Umfange des Stollens je 5 Löcher bis in das Erdreich gebohrt. Diese wurden dann mittels Zementkanone unter 4 bis 5 at Druck mit Zementmilch (Mischung zu 2 Portlandzement : 1 feinem Sand) ausgepreßt. Diese Arbeiten konnten in der Regel nicht gleichzeitig mit den Vortriebarbeiten durchgeführt werden, wegen der Behinderung der Materialtransporte. Sie bedingten somit eine Einstellung der Vortriebarbeiten.

7. Geringe Baufortschritte zufolge zahlreicher Arbeitsunterbrechungen. Der Fortgang der Arbeiten wurde sehr nachteilig beeinflußt durch die häufigen Arbeitsunterbrechungen. Der normale Arbeitsbetrieb wäre folgender gewesen: Beginn der Vortriebarbeiten Montag 6 Uhr früh, Ende Sonntag 6 Uhr früh. Am Sonntag Ausschalen, Verputzen, Verlängern der Leitungen und Gleise usw. In Wirklichkeit mußte für diese Arbeiten bedeutend mehr Zeit aufgewendet werden. Die Vortriebarbeiten mußten jedoch außerdem tage-, wochen- und monatelang unterbrochen werden aus folgenden Gründen:

Im Jahre 1923 und anfangs 1924 ruhte der Vortrieb vollständig wegen Verhandlungen mit der Stadt. Nach Wiederaufnahme wurde er infolge der notwendig gewordenen Auffüllungen auf der Geländefläche zwischen km 0 + 48 und 0 + 115 der Torkretierung und der Erweiterung der Kompressorenanlage während längerer Zeit gestört.

Im Jahre 1925 entstanden neue Unterbrechungen wegen mehrfachen Versetzens der Schleusenmauern, Einspritzungen, der Erweiterung und Ausbesserungen der Kompressorenanlage, neuer Verhandlungen mit der Stadt und des Baues des neuen Maschinenhauses.

Erst von Ende September 1925 an, d. h. nachdem die Überlagerung über dem Stollen wesentlich höher als der Luftdruck im Stollen geworden war und damit der Druck besser gehalten werden konnte, verliefen die

Arbeiten mehr oder weniger regelmäßig. Die Arbeitsunterbrechungen sind erkennbar aus dem Fortschrittsdiagramm (Abb. 12).

8. Ansteigen der Bauausgaben und Rechtsfragen. Bevor die Unternehmung die Arbeiten nach dem Luftdruckverfahren aufnahm, wurde sie bei der Stadt Bern vorstellig und verlangte eine Aufbesserung mit der Begründung, daß von beiden Vertragsparteien angenommen worden war und daß, nach dem geologischen Profil zu urteilen, die Moränestrecke mit gewöhnlicher Holzverzimmerung ausgeführt werden könne. Im Arbeitsvertrag wurde allerdings dem Unternehmer das Risiko für das Nichteintreffen der geologischen Voraussage überbunden.

Es kam zu einem Schiedsgerichtsprozeß. Gestützt auf das Schweiz. Obligationsrecht Art. 373 O. R. Al. 2 erkannten die Sachverständigen auf eine Erhöhung des Einheitspreises für 1 m Stollen in der Moränestrecke von 83%. Sie berücksichtigten die unvorhergesehenen Erschwernisse und Mehrausgaben, die die Anwendung des Luftdruckverfahrens zur Folge haben mußte, aber nicht die mit dem Schild verbundenen Mehrkosten. Es wurde ausgeführt, daß der Schild nur des Einsturzes wegen notwendig geworden war.

Es ist leicht einzusehen, daß die tatsächlichen Mehrkosten die von dem Schiedsgericht festgesetzte Vergütung erheblich übersteigen mußten, denn das Personal konnte während der zahlreichen Unterbrechungen nicht einfach entlassen werden, und weil der Luftdruck im Stollen fortwährend unterhalten werden mußte, blieb auch die ganze maschinelle Anlage im Betriebe, dazu kommen vermehrte allgemeine Unkosten, Verdoppelung der Mannschaft, Maschinenmieten, Bauzinsen u. a. m.

Die Unternehmung sah sich deshalb genötigt, ein zweites Schiedsgericht zu verlangen und sich auf den vorhin genannten Artikel des O. R. zu berufen, weil der erste Schiedsspruch auf falschen Voraussetzungen aufgebaut war. Der betreffende Artikel lautet wie folgt:

„Falls jedoch außerordentliche Umstände, die nicht vorausgesehen werden konnten oder die nach den von beiden Beteiligten angenommenen Voraussetzungen ausgeschlossen waren, die Fertigstellung hindern oder übermäßig erschweren, so kann der Richter nach seinem Ermessen (Z. 4) eine Erhöhung des Preises oder die Auflösung des Vertrages bewilligen".

In dem Schwimmsand war der Schild unumgänglich notwendig, und der höchste Wasserdruck von 1,8 at, den das Schiedsgericht seinem Urteil zugrunde gelegt hatte, war beinahe auf das Doppelte gestiegen.

In Erkenntnis dieser Umstände wurde nun von dem zweiten Schiedsgericht der Einheitspreis des ersten Schiedsspruches ungefähr verdoppelt, so daß die Unternehmung vor einem allzu großen Verlust bewahrt wurde.

In Anbetracht des Umstandes, daß nicht sämtliche Mehrkosten unter den Art. 373 Abs. 2 fielen, reichte der Preis zur Deckung der hohen Baukosten doch nicht aus.

III.

Etwas über die Arbeitsorganisation.

Bis zum Juli 1925 wurde in drei Schichten zu je acht Stunden gearbeitet. Als dann aber der Druck plötzlich auf 2,8 bis 2,9 at gesteigert werden mußte, war es notwendig, die Arbeitszeit zu verkürzen. Es wurde nun für die Arbeiten unter Tag die 4-Stundenschicht eingeführt und die Arbeit folgendermaßen organisiert: An der Spitze stand ein örtlicher Bauleiter, dem drei Schichteningenieure beigegeben waren. Jedem Schichteningenieur waren zwei Schichten unter Tag unterstellt. Diese bestanden aus 1 Vorarbeiter, 4 Mineuren, 1 Maurer, 2 Aufladern und 2 Schleppern. Auf 2 Schichten unter Tag kam eine Schicht über Tag mit 8 Stunden Arbeitszeit, bestehend aus 2 Maschinisten, 4 Handlangern und 1 Schleusenwärter. Über Tag waren dann weiter während der Tagesstunden beschäftigt: 1 Zimmermann, 1 Schmied, 1 Magaziner, 2 Mechaniker für Ausbesserungen an Schildausrüstung, Lichtleitungen, Telephon usw. 2 Handlanger für die Deponie und 1 Junge. Es ergibt dies zusammen: 4 Ingenieure, 6 Vorarbeiter und 83 Arbeiter, wovon rd. 25% Italiener, die übrigen Einheimische waren.

In der Regel wurden die Arbeiten in den Schichten von Sonntag 6 Uhr früh bis Montag 6 Uhr unterbrochen. Der Wechsel der Schichten fand alle 8 Tage statt. Von dem Augenblicke an, wo ein regelmäßiger Baubetrieb möglich wurde, d. h. vom Herbst 1925 an, wurden für die Arbeiten Prämien eingeführt, die sich gut bewährt haben. Die Prämienberechnung geschah in der Weise, daß als Normalzeit für die Erstellung eines vollständigen Vortriebes von 1,25 m Länge 35 Stunden angenommen wurden. Für jede Stunde Minderzeit wurde dem Arbeiter $^1/_4$ seines Stundenlohnes als Prämie bezahlt, so daß beispielsweise bei einer Vortriebszeit von 24 Stunden der Mineur eine Prämie von rd. 5 Fr. erhielt. Schwere Unfälle haben sich glücklicherweise während des ganzen Baues nicht ereignet.

Schlußbemerkung.

Beim Übergang des Schildes aus der Moräne in die Molasse mußte der Fels ausgespritzt werden, da nicht gesprengt werden durfte. Anfangs April 1926 fand der Durchschlag und Anschluß an den Nordstollen statt. Damit wurde ein Bauwerk, dessen Ausführung zeitweise fast unmöglich erschien, vollendet. Es stellte an alle Beteiligten Anforderungen, wie dies wohl bei einem Bauwerk von so bescheidenem Ausmaß selten der Fall ist.

Von Belang ist auch die rechtliche Seite des Verlaufes der eben geschilderten Bauarbeiten. Es ist unseres Wissens das erste Mal, daß der Art. 373 O. R. in einem Unternehmerprozeß angerufen wurde. Es kommt ihm die grundsätzliche Bedeutung zu, daß weder durch Vertrags- noch durch Baubestimmungen die Bezahlung für die Überwindung gewisser Schwierigkeiten einfach „wegbedungen" werden kann und daß unabweisbare Arbeitsleistungen nach dem Ermessen des Richters bezahlt werden müssen.

Alle Rechte vorbehalten.

Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddruck-Theorie.

Der Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Theorie besteht bekanntlich darin (Abb. 1), daß bei Zugrundelegung einer starren Wand und starren Gleitfläche sowie der daraus folgenden geradlinigen Druckverteilung längs der Wand und der als eben angenommenen Gleitfläche die drei Kräfte Erddruckreaktion E, Gewicht des Gleitkeils G und Reaktion des stehengebliebenen Bodens Q, die sich gegenseitig das Gleichgewicht halten sollen, sich im allgemeinen nicht in einem Punkte schneiden. Rankine versuchte schon im Jahre 1856, diesen Widerspruch aus der Welt zu schaffen, indem er — wie bekannt — die Erddruckrichtung für die lotrechte Wand parallel zur Oberfläche festlegte. Diese Theorie, die für den unbegrenzten, gleichmäßigen Erdkörper aufgestellt ist, kann jedoch für den Erddruck auf Stützmauern keine allgemeine Gültigkeit besitzen, sondern ist vielmehr nur als ein Sonderfall aufzufassen, d. h. die nach Rankine sich ergebende Richtung des Erddrucks stimmt nur dann mit der tatsächlichen überein, wenn die Rauhigkeit der Wand zufälligerweise genau so groß ist, daß der Reibungswinkel den Wert hat, den nach der Rankineschen Theorie die Erddruckrichtung mit der Senkrechten zur Wand einschließt, also bei lotrechter Wand gleich ist der Oberflächenneigung.

Die Unstimmigkeit bei Coulomb verschwindet sofort, wenn die Richtungslinien von E und Q (Abb. 1) nicht mehr im unteren Drittelpunkte der Wand bezw. Gleitfläche anzugreifen brauchen, mit anderen Worten, wenn die Verteilung der Spannungen an diesen Flächen keine geradlinige mehr ist. Petersen[1]) schließt daraus, daß wir eben die Vorstellung der geradlinigen Spannungsverteilung, die wir vom Wasserdruck auf eine Seitenwand her gewohnt sind, für den Erddruck vollständig aufgeben und dafür mit gebrochenen oder krummlinigen Spannungsflächen arbeiten müssen. In der Tat sind ja weder die Stützwand noch die Gleitfläche — wie Coulomb annahm — vollkommen starr, sondern vielmehr elastisch nachgiebig, daher ist die Druckverteilung längs Wand und Gleitfläche nicht geradlinig. Allerdings wird das Problem dann statisch unbestimmt, so daß Petersen, ohne auf diese statische Unbestimmtheit[2]) zahlenmäßig einzugehen (das Hookesche Gesetz gilt für den Boden nicht), nur Grenzwerte für Angriffspunkt und Richtung des Erddrucks angeben kann.

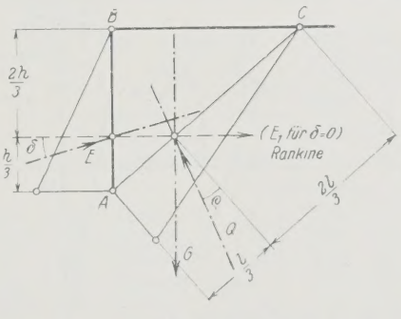


Abb. 1.

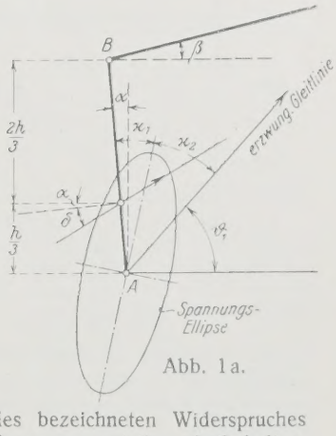


Abb. 1a.

Ein zweiter Weg zur Beseitigung des bezeichneten Widerspruches besteht darin, daß zwar die geradlinige Spannungsverteilung beibehalten, dafür aber die Annahme der ebenen Gleitfläche aufgegeben wird. Der Übergang von der ebenen zur gekrümmten Gleitfläche, der keineswegs neu ist — schon Kötter, Müller-Breslau und Reißner haben ihn behandelt —, ergibt sich nämlich nicht nur aus den Mängeln der Coulombschen Theorie, sondern auch aus der Anschauung uud Baustellenerfahrung, sowie aus Versuchen. So hat Müller-Breslau durch Versuche gezeigt, daß

[1]) Petersen, Erddruck auf Stützmauern, Berlin 1924, Verlag von Julius Springer, und derselbe, Grenzzustände des Erddrucks auf Stützmauern, „Der Bauingenieur" 1925, Heft 13.

[2]) Die Behandlung des Erddrucks auf Stützmauern als statisch unbestimmtes Problem finden wir bei Terzaghi, Erdbaumechanik, Leipzig und Wien 1925, Verlag von Fr. Deuticke.

die Gleitflächen flach gekrümmt sind, und tatsächlich lehrt auch die Baustellenpraxis, daß diese Flächen nicht eben, sondern krumm sind. Um rein theoretisch zu beweisen, daß die Gleitflächen keine Ebenen sein können, geht man am besten von der Theorie der Spannungsellipse aus[3]). Krey zeigt, wie man bei gegebenem natürlichen Böschungswinkel ϱ und gegebenem Reibungswinkel δ zwischen Erde und Wand mittels der Spannungsellipse zunächst die Richtungen der Hauptspannungen und sodann jene der Gleitlinien rechnerisch ermitteln kann (Abb. 1a). Die betr. Überlegungen sind sehr beachtenswert, es würde jedoch zu weit führen, hier im einzelnen darauf einzugehen. Auch mittels des Satzes vom Involutionszentrum kann man die Richtung der zu einer gegebenen Wand gehörigen Gleitlinie, wenn Reibungswinkel und natürlicher Böschungswinkel bekannt sind, graphisch auffinden. Jedenfalls ist klar, daß man zwei verschiedene Gleitlinienrichtungen erhält, nämlich eine erzwungene Gleitlinie unmittelbar an der Wand und eine natürliche Gleitlinie[4]) in der Nähe der Oberfläche. Nur, wenn zufällig der durch die Wandrauhigkeit vorgeschriebene Wert des Reibungswinkels δ mit demjenigen Winkel übereinstimmt, den im sogen. „Rankineschen Sonderfall" — wie Krey dies nennt — die Erddruckrichtung mit der Normalen zur Wand einschließt, stimmen auch die beiden Gleitlinienrichtungen (in unmittelbarer Wandnähe und an der Oberfläche) vollkommen miteinander überein. Daraus folgt also, daß — abgesehen von diesem Rankineschen Sonderfall — die Gleitlinie im ganzen keine Gerade sein kann.

Es fragt sich nun, welche geometrische Form ist der gebrochenen oder krummlinigen Gleitlinie zu geben, derart, daß der Unstimmigkeit der Coulombschen Theorie am besten begegnet wird. Eine einfache Überlegung lehrt, daß auch bei der kreisförmigen Gleitlinie die drei Kräfte am starr angenommenen Gleitkeil (E, G und Q) sich ebensowenig in einem Punkte zu schneiden brauchen, wie bei der geraden Gleitlinie, wenn man an der geradlinigen Druckverteilung längs Wand und Gleitfläche festhält (Abb. 2). Die Kräfte E und Q in der Abbildung greifen in den unteren Drittelpunkten der Wand bezw. Gleitfläche an, Q berührt den konzentrischen Kreis mit dem Halbmesser $R \cdot \sin \varrho$. Nimmt man jedoch eine gebrochene Gleitlinie an, bei der die erste und letzte Richtung entsprechend den vorhergehenden Ausführungen mit der erzwungenen bezw. natürlichen Gleitlinie für die gegebenen Verhältnisse übereinstimmen, so kann man den Schnittpunkt D dieser beiden Richtungen so wählen, daß sich am starren Gleitkeil, also unter Festhaltung der geradlinigen Druckverteilung das Gleichgewicht herstellen läßt (Abb. 3). Es läßt sich nämlich zeigen, daß für lotrechte Wand der Punkt D als Schnittpunkt der erzwungenen Gleitlinie durch den Fußpunkt der Wand mit der Richtungslinie des Erddrucks E erhalten wird. Diese Lösung ist vom Verfasser ausgearbeitet worden und soll hier auszugweise mitgeteilt werden.[5])

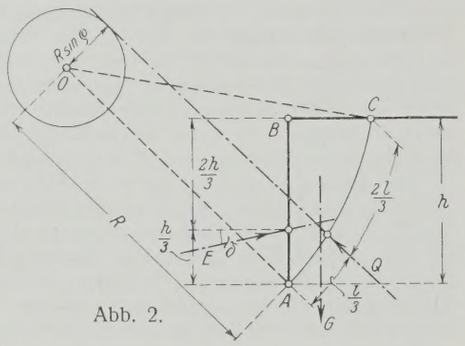


Abb. 2.

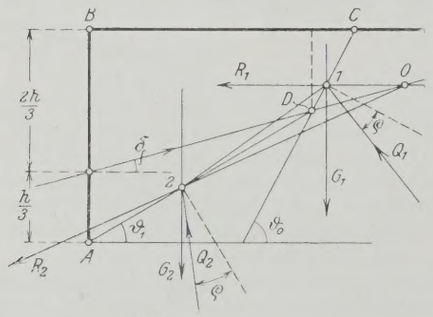


Abb. 3a.

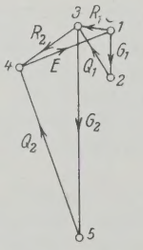


Abb. 3c.

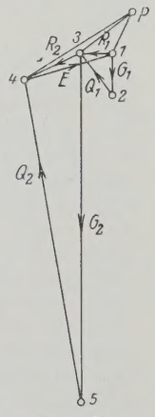


Abb. 3b.

Die Wand sei hier lotrecht vorausgesetzt (Abb. 3a), die Geländelinie beliebig (wagerecht oder geneigt). Denken wir uns den Punkt D bereits gefunden. Auf den Gleitkeil $A\,B\,C\,D\,A$, den wir uns durch die Lotrechte $D\,D'$ in zwei Teile zerlegen, wirken die fünf Kräfte

G_1, Q_1, G_2, Q_2 und die Erddruckreaktion E,

die sich untereinander im Gleichgewicht befinden müssen. Die Gewichte G_1 und G_2 können wir berechnen. Die Kräfte Q wirken unter dem Winkel ϱ (der natürlichen Böschung) zur Normalen auf die betreffende Seite des Gleitkeiles, die Kraft E unter dem gegebenen Reibungswinkel δ zur Wandnormalen. Mit Rücksicht auf die festzuhaltende geradlinige Spannungsverteilung sind ferner die Angriffspunkte der Kräfte Q_1 und Q_2 (als Trapez- bezw. Dreieckschwerpunkt) ebenso wie jener von E gegeben. Es ist weiter klar, daß aus geometrischen Gründen sich die Kräfte Q mit den entsprechenden Gewichtskräften G (in Punkten 1, 2) auf den Seiten des Gleitlinienzuges AD bezw. DC schneiden müssen. Soll nun E mit den beiden Teilresultanten R_1 (von G_1 und Q_1) und R_2 (von G_2 und Q_2) im Gleichgewicht stehen, so muß der Erddruck E (wie in Abb. 3a bereits richtig gezeichnet) durch den Schnittpunkt D der beiden Gleitrichtungen ϑ_1 und ϑ_0 hindurchgehen, da der Linienzug $A\,2\,1\,C$ als ein Seilpolygon zu den Teilresultanten R_1 und R_2 und D als Schnittpunkt der ersten und letzten Seite dieses Seileckes aufgefaßt werden können. Hieraus folgt also die einfache Regel:

Man verlängert die durch den unteren Wandfußpunkt A gelegte erzwungene Gleitrichtung (ϑ_1) bis zum Schnittpunkte D mit der gegebenen Richtungslinie von E (durch den unteren Drittelpunkt der Höhe unter dem gegebenen Reibungswinkel δ zur Wandnormalen gezeichnet) und zieht durch D die Parallele DC zur natürlichen Gleitrichtung (ϑ_0).

Damit ist die gebrochene Gleitlinie $A\,D\,C$ gefunden.

Um den Kräfteplan (Abb. 3b) zeichnen zu können, nimmt man die Teilresultante R_1 (von G_1 und Q_1) mit Rücksicht auf die für die natürliche Gleitlinie DC geltende Rankinesche Theorie zunächst parallel zur Oberfläche (hier wagerecht) an. Somit ist das Kräftedreieck $1-2-3$ bestimmt und R_1 auch der Größe nach bekannt. Man bringt nun (Abb. 3a) R_1 zum Schnitt mit der Richtungslinie von E (Punkt 0) und verbindet 0 mit 2. Das zugehörige Kräftedreieck $(3-1-4)$ liefert R_2 und den Erddruck E $(4-1)$. Sodann trägt man im Punkte 3 das berechnete Lamellengewicht G_2 an, erhält den Punkt 5 und untersucht, ob das Polygon sich schließt, d. h. ob Seite $4-5$ sich parallel zur Richtung Q_2 ergibt. Ist dies nicht der Fall, dann muß man die Richtung von R_1 (durch Probieren) so lange abändern, bis das Polygon sich mit Seite $4-5$ schließt; hierbei wird auch der Punkt 0 seine Lage ein wenig verändern. R_1 ergibt sich also dann etwas abweichend von der Parallelen zur Oberfläche (s. Kräfteplan, Abb. 3c). Eine wertvolle Kontrolle für die Richtigkeit besteht darin, daß die Parallelen zu den Seilpolygonseiten $A\,2$, $2-1$ und $1\,C$, gezogen durch die Punkte 4, 3, 1 (Polstrahlen), sich in einem Punkte, dem Pol P, schneiden müssen. Im Rankineschen Sonderfall fällt dieser Pol demnach ins Unendliche.

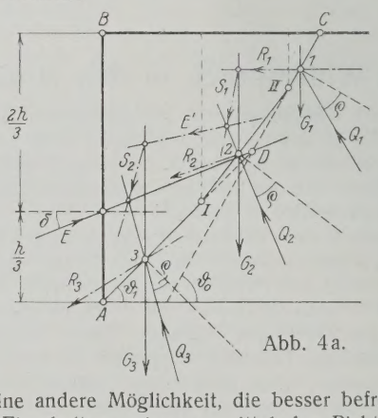


Abb. 4a.

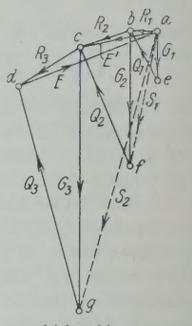


Abb. 4b.

Eine andere Möglichkeit, die besser befriedigt, ist die, den Gleitkeil durch Einschaltung einer vermittelnden Richtung zwischen $A\,D$ und $D\,C$ anstatt in zwei in drei Gewichtslamellen aufzuteilen; dann nimmt man R_1 parallel zur Oberfläche an, wodurch auch Q_1 gegeben ist, und führt von den jetzt am Gleitkeil wirkenden sieben Kräften (E, G_1 G_2, G_3, Q_1, Q_2, Q_3) die drei Kräfte E, Q_2 und Q_3 als Unbekannte ein. Die vermittelnde Seite I — II des Gleitlinienpolygons (Abb. 4) schalten wir derart ein, daß diese normal zur Winkelhalbierenden der beiden Gleitrichtungen ϑ_0 und ϑ_1 steht. Die graphische Lösung ist aus Abb. 4 ohne weiteres ersichtlich. Das Gleichgewicht am fünfeckigen Gleitkeil wird wieder durch Probieren hergestellt, indem die Richtung von E' so lange verändert wird, bis die Größe G_3 im Kräfteplan (Abb. 4b) an den Schnittpunkt C von E' mit Q_2, dazugetragen die Richtung S_2, durch den Schnittpunkt von E mit Q_3 hindurchgehend (Abb. 4a), ergibt. Die Seite I — II ist dabei so einzuschalten, daß sich für E ein Größtwert ergibt. Man müßte also eigentlich für verschiedene parallele Lagen von I — II die Konstruktion durchführen. Bei der praktischen Ausführung zeigt sich jedoch, daß ein nennenswerter Spielraum nicht vorhanden ist, da der Winkel der beiden Richtungen ϑ_0 und ϑ_1 ein sehr stumpfer ist, so daß man mit einer mittleren Lage von I — II stets schon E_{max} genügend genau finden wird. Der Winkel zwischen der natürlichen und erzwungenen Gleitrichtung ist

[3]) Krey, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. — [4]) Die Bezeichnungen „erzwungene" und „natürliche" Gleitlinie rühren von Reg.-Baurat Brandt, Berlin, her. — [5]) Eine ausführlichere Veröffentlichung über diesen Gegenstand ist in Aussicht genommen.

um so stumpfer, je weniger der betr. Fall vom Rankineschen Sonderfall abweicht. [Z. B. beträgt für lotrechte Wand, wagerechtes Gelände, natürliche Böschung $\varrho = 30°$ und Reibungswinkel zwischen Erde und Wand $\delta = 20°$ dieser Winkel 168° 25′, also für große Abweichung vom Rankineschen Sonderfall ($\delta = 0$) immer noch ein sehr stumpfer Winkel.] Abb. 5 zeigt den Grenzfall für δ_{max}.

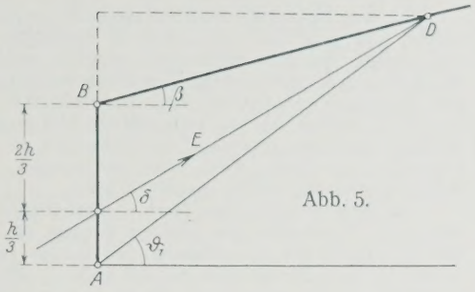


Abb. 5.

Obwohl ich mir bewußt bin, daß man im Sinne von Terzaghis „Erdbaumechanik" das Erddruckproblem nach Vertiefung des Studiums der elastischen und der sonstigen physikalischen Eigenschaften des Bodens wohl nur als statisch unbestimmtes Problem behandeln wird, möchte ich trotzdem mit dieser „Berichtigung der Coulombschen Theorie" vor die Fachwelt treten, um wenigstens für einen idealen, gleichmäßigen und kohäsionslosen Boden eine einwandfreie, statisch bestimmte Lösung in Vorschlag zu bringen, die dann für andere, weniger ideale Bodengattungen als Näherungsrechnung dienen kann.

Baurat Dr.-Ing. Kann, Privatdozent.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. März ausgegebene Heft 6 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Siedlungen des Architekten Josef Rings, Essen a. d. Ruhr. — Dipl.-Ing. Castner: Das Gas im Bauplan.

Ergebnis des Schinkel-Wettbewerbs. In der Abteilung Eisenbahnbau war als Aufgabe gestellt die Herstellung einer festen Eisenbahnverbindung zwischen der Insel Rügen und dem Festlande. Von den drei eingegangenen Entwürfen konnte keinem der Staatspreis zuerkannt werden. Die Arbeit mit dem Kennzeichen „Time is money", Verfasser Reichsbahn-Bauführer Dr.-Ing. Böhnig, wurde von der Hauptversammlung des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Berlin zur Auszeichnung mit der Schinkel-Plakette bestimmt, gleichzeitig wurde sie vom Prüfungsamte des Ministeriums als Arbeit für die Regierungsbaumeister-Prüfung anerkannt. — In der Abteilung Wasserbau war für den Schinkel-Wettbewerb der Entwurf eines Straßentunnels unter der Havel bei Gatow ausgeschrieben. Der einzigen eingereichten Arbeit ist jedoch keine Auszeichnung zuerkannt worden.

Eine Straßenbahn-Ausstellung in Essen. In Verbindung mit der Tagung des Vereins Deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privatbahnen im September 1928 ist die Veranstaltung einer Fachausstellung für das Straßenbahnwesen in Essen geplant. Sie wird folgende Gruppen umfassen: Planung und Linienführung, Baustoffe, Baubetrieb, Elektrische Einrichtungen, Betriebsmittel der Straßenbahn, Besondere Bahnanlagen und Einrichtungen, Verkehrswirtschaft. Eine Sondergruppe wird auch die Fragen des Straßenbaues behandeln. Die Ausstellung ist streng fachlich und beschränkt sich auf das Gebiet der Straßenbahn und des Straßenbaues. Die Geschäftsleitung der Ausstellung „Straßenbahn und Straße" befindet sich in Essen, Norbertstr. 2.

Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke. In der „Bautechnik" 1927, Heft 36 u. 38, ist über den Wettbewerb für den Neubau einer Straßenbrücke über den Lech bei Augsburg-Hochzoll berichtet worden. Den Anforderungen an Vorentwürfe entsprechend wurden in den Wettbewerbsbedingungen für die Widerlagerausbildung keine besonderen Vorschriften gemacht; als Grundlagen hierfür wurden lediglich der genaue Befund der durchgeführten Bohrungen, die zulässige Bodenpressung von 5 kg/cm², die kennzeichnenden Flußwasserstände und eine allgemeine Übersicht über den Wasserhaushalt des Flusses in den Wettbewerbsunterlagen mitgeteilt.

Verschiedene Beurteilung der Untergrund- und Grundwasserverhältnisse durch die Entwurfsbearbeiter führte naturgemäß zu verschiedener Ausbildung der Brückenwiderlager. Der Entwurf „Beton und Eisen" (Verf.: Gebr. Rank, München) hat in sehr weitgehendem Maße Auftrieb angenommen, ohne dies jedoch in der zeichnerischen Darstellung der Widerlageruntersuchung zum Ausdruck zu bringen. Auf diesen Umstand ist es zurückzuführen, daß bei diesem Entwurfe die schräge Lage der Endresultierenden gegen das Lot (29°) festgestellt und auf unzureichende Gleitsicherheit geschlossen wurde.

Eine Nachprüfung des Entwurfes „Beton und Eisen" unter denselben statischen Voraussetzungen für die Widerlageruntersuchung, wie sie bei den übrigen besprochenen Massivbrückenentwürfen zugrunde gelegt wurden, hat ergeben, daß dann der Neigungswinkel der Endresultierenden zum Lot bei dem Rankschen Entwurf im Rahmen der entsprechenden Werte bei den anderen Entwürfen liegt. Kann daher die Angabe der „nicht ausreichenden Sicherung des Bauwerks gegen Gleiten" im Vergleich mit den anderen Brückenentwürfen nicht aufrechterhalten werden, so muß doch anderseits festgestellt werden, daß ohne Berücksichtigung des Auftriebes bei dem Rankschen Entwurf sich eine nicht unbeträchtliche Überschreitung der zulässigen Bodenbeanspruchung ergibt. In dieser Hinsicht ist also das Widerlager dieses Entwurfes nicht ausreichend bemessen, da das Fehlen des Auftriebes bei dem undurchlässigen Flinzboden sehr wahrscheinlich ist und daher dieser Fall nicht unberücksichtigt bleiben durfte.

Knab.

Festigkeitsversuche mit Vianini-Rohren der Internationalen Siegwartbalken-Gesellschaft hat die Eidgenössische Materialprüfungsanstalt unter Leitung von Prof. Roš 1925 bis 1927 vorgenommen. Die Ergebnisse sind in einem Bericht niedergelegt, dem wir folgende Angaben entnehmen.

Es wurden 74 Rohre Festigkeitsversuchen mit Formänderungsmessungen unterzogen, und zwar auf:

Biegungsfestigkeit 14 Rohre (l. Durchm. 25 bis 100 cm, Stützweite 3,2 bis 2,0 m),
Scheiteldruckfestigkeit 32 Rohre (l. Durchm. 25 bis 200 cm, Länge 3,65 bis 1,0 m),
Ringzugfestigkeit (Innendruck) 28 Rohre (l. Durchm. 15 bis 200 cm, Länge 3,65 bis 1,20 m).

Die luftgelagerten Rohre waren zwischen 35 bis 100 Tage alt.

1. Die Biegeversuche mit 50 bis 100 Tage alten, durch eine Einzellast in der Mitte belasteten Rohren ergaben als Mittelwerte:

Biegefestigkeit . . $\beta_b =$ 45 kg/cm²,
Würfeldruckfestigkeit $\beta_d =$ 378 kg/cm²,
Elastizitätsmaß . . $E =$ 282 000 kg/cm².

2. Bei Untersuchung der Scheiteldruckfestigkeit wirkte die Belastung entweder als Linienbelastung, d. h. längs zweier gegenüberliegender Zylindererzeugenden, oder als Schalenbelastung, der äußeren Mantelfläche der auf Druck beanspruchten Rohre sich auf rd. $^1/_6$ des äußeren Umfanges anschmiegend.

Die erprobten Rohre wiesen in Umfangsrichtung eine einfache oder doppelte Spiralbewehrung auf. Die Längsbewehrung war schwach. Bei der einfachen Spiralbewehrung lagen die Bewehrungseisen genau in der Mitte der Rohrwand.

Die elastischen Verformungen der lotrechten und wagerechten Durchmesser erreichten bei der Linienbelastung folgende Werte:

Lotrechter Durchmesser:

$$\text{Verkürzung } \Delta d_v = 0{,}1475 \cdot \frac{P r'^3}{E J},$$

Wagerechter Durchmesser:

$$\text{Ausweitung } \Delta d_h = 0{,}1375 \cdot \frac{P r'^3}{E J},$$

(J = Trägheitsmoment der Rohrwand bezogen auf die Längsachse).

Aus diesen Beziehungen ergibt sich der Mittelwert des Elastizitätsmaßes E_e:

$$E_e = \frac{1}{2} \cdot \frac{P r'^3}{J} \left(\frac{0{,}1475}{\Delta d_v} + \frac{0{,}1375}{\Delta d_h} \right).$$

Scheiteldruckfestigkeit.

a) Spiralbewehrung einfach. — P in kg/m.

Alter der Rohre 35 bis 60 Tage.

Lichter Durchmesser	Wandstärke	Eisenbewehrung: Spiralbewehrung	Eisenbewehrung: Längsbewehrung	Bewehrungsquerschnitt f_e	Rißlast P_r	Bruchlast max P	Formänderung in mm, Innendurchmesser entspr. Rißlast: Lotrechte Zusammendrückung	Formänderung in mm, Innendurchmesser entspr. Rißlast: Wagerechte Ausweitung	Biegezugfestigkeit β_b [2]	Elastizitätsmaß E_e
cm	cm	Durchmesser in mm		%	kg	kg			kg/cm²	kg/cm²
Linienbelastung										
40	4,3	11 zu 5	7 zu 5	0,50	3200	5 760	0,31	0,27	75,5	259 000
45,7	4,7	11 zu 5	7 zu 5	0,46	2300	5 960	0,27	0,25	52,9	232 800
45,7	4,5	11 zu 5	7 zu 5	0,48	2200	6 840	0,29	0,27	55,1	233 550
50	4,8	12 zu 5	5 zu 4	0,49	3200	5 200	0,40	0,37	76,0	266 900
60,9	5,2	11 zu 5	11 zu 5	0,42	2700	6 000	0,41	0,38	67,7	300 300
100	6	20 zu 5	18 zu 5	0,65	1600	6 560	0,97	0,80	55,1	213 500
						Mittelwert:			63,8	251 000
35	4	33 zu 5 [1]	10 zu 5	1,62	2000	16 000	0,18	0,17	48,2	226 000
51	6,3	50 zu 6 [1]	8 zu 5	2,24	4800	29 800	0,33	0,30	64,8	287 500
						Mittelwert:			56,5	257 100
Schalenbelastung										
25	4	12 zu 2,5	10 zu 5	0,15	3200	14 500	0,36	0,36	55,2	
100	6,2	20 zu 5	18 zu 5	0,63	1700	15 200	0,98	0,83	44,9	
						Mittelwert:			50,1	

[1]) Stärker bewehrt (Druckleitungsrohre).

[2]) Die Biegespannungen infolge des Rohreigengewichtes G, entsprechend dem größten Moment in Rohrsohle, max $M = 0{,}238\, G\, r'$, sind berücksichtigt.

b) Spiralbewehrung doppelt. — P in kg/m.
Alter der Rohre 15 bis 20 Tage.

Lichter Durchmesser	Wandstärke	Eisenbewehrung: Spiralbewehrung	Eisenbewehrung: Längsbewehrung	Bewehrungsquerschnitt f_e	Rißlast P_r	Bruchlast max P	Formänderung wagerechter Innendurchmesser entspr. Rißlast: vorn	Formänderung wagerechter Innendurchmesser entspr. Rißlast: hinten	Biegezugfestigkeit β_b [1]	Elastizitätsmaß E_e
cm	cm	Durchmesser in mm		%	kg	kg	mm	mm	kg/cm²	kg/cm²
Linienbelastung										
200	10,9	19 zu 10 doppelt	16 zu 6 doppelt	2,7	4370	12 020	1,70	1,70	71,0	281 000
200	10,8	„	„	2,8	4370	10 970	1,95	2,13	72,5	250 000
200	13,4	„	„	2,2	5750	16 850	1,25	1,25	57,9	312 000
200	13,3	„	„	2,2	5600	15 800	1,13	1,30	57,9	328 000
200	15,7	„	24 zu 6	1,9	6440	22 340	0,55	0,60	44,6	300 000
200	15,7	„	16 zu 6	1,9	7940	16 340	0,63	0,65	55,9	292 000
200	14,7	„	24 zu 6	2,0	7940	18 290	0,88	0,88	64,7	332 000
200	15,1	„	16 zu 6	2,0	9140	19 040	1,28	1,28	68,1	265 000
								Mittelwert:	61,6	295 000

[1]) Die Biegespannungen infolge des Rohreigengewichtes G, entsprechend dem größten Moment in Rohrsohle, max $M = 0{,}238\, G\, r'$, sind berücksichtigt.

3. Die Ringzugfestigkeit der einfach und doppelt bewehrten geschleuderten Rohre sind, mit Berücksichtigung der Eisenbewehrung, in der folgenden Tabelle, die auch die Angaben über die Abmessungen und Bewehrung der Rohre enthält, zusammengestellt.

Ringzugfestigkeit der Eisenbetonrohre.
Innendruck p_i in at. — Alter der Rohre 60 Tage.

Lichter Durchmesser	Wandstärke	Rohrlänge	Spiralbewehrung für 1 lfd. m: Eisen-Durchmesser	f_e in %	Höchster Innendruck p_i in at	Zugfestigkeit β_z in kg/cm²: Ringformel $n=10$	Ringformel $n=8$	Lamé-Formel $n=8$
cm	cm	m	mm					
30	4,7	3,65	33 zu 10	5,6	15	30,9	36,1	42,4
60	5,3	3,65	50 zu 10	7,4	8	26,0	31,3	34,4
60	5,3	3,65	50 zu 10	7,4	7	22,8	27,5	30,2
60	5,0	3,65	45 zu 5 doppelt	3,5	6,5	28,8	32,2	35,2
60	5,0	3,65	40 zu 10	6,3	6,6	24,3	28,8	31,6
68	6,7	3,65	40 zu 12	6,8	7	21,2	25,3	28,1
82	6,7	3,65	25 zu 12 doppelt	8,4	9,5	31,5	38,6	42,2
82	7,7	3,65	25 zu 12 „	7,3	9,6	29,5	35,5	39,2
84	6,0	3,65	25 zu 12 „	9,4	9,5	34,3	42,6	45,8
84	5,7	3,65	25 zu 12 „	9,9	9,7	36,0	45,0	48,1
125	7,5	2,45	17 zu 12 dreifach	7,5	6,3 [1])	30,0	36,2	38,5 [1])
							Gesamtmittelwert:	40
15	3,0	30,00	33 zu 5	2,1	10	21	23	27
35	4,0	28,00	40 zu 7	4,8	8	23,8	27,5	31,0
200	15,0	1,20	19 zu 10 doppelt	2,0	5,3	—	—	32,0
200	13,0	1,20	19 zu 10 „	2,3	5,4	—	—	37,0
200	12,0	1,20	19 zu 10 „	2,5	7,9	—	—	59,0
							Mittelwert:	42,7

[1]) Dichtung herausgejagt.

Bei den Versuchen auf Innendruck zeigte sich, daß das Auftreten von Wasserflecken an der Außenwandung der Rohre kurz vor der Überwindung der Ringzugfestigkeit beginnt. Die Rohrwände waren bis unmittelbar vor Bruch praktisch wasserdicht. Bordvoll mit Wasser gefüllte, hochkant stehende und unten abgedichtete Rohre waren völlig dicht.

Vom Eisenbetonbau in Frankreich. In der Kriegs- und Nachkriegszeit hat ein großer Teil der französischen Eisenindustrie stillgelegen. Der dadurch hervorgerufene Eisenmangel hat die Entwicklung des Eisenbetonbaues in Frankreich sehr begünstigt. Es kommt noch hinzu, daß die französischen Eisenbetonbestimmungen dem Unternehmer fast vollständige Freiheit in der Konstruktion und Ausführung lassen. Infolgedessen hat der Eisenbetonbau in Frankreich in den letzten Jahren teilweise eigene Wege einschlagen können.

Über den gegenwärtigen Stand des französischen Eisenbetonbaues berichtete Prof. Dr.-Ing. Birkenstock von der Technischen Hochschule Berlin auf Grund der Ergebnisse einer Studienreise, die er im Herbste 1927 nach Frankreich unternommen hat, am 28. Februar ds. Js. in einem Vortrage vor der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen im Ingenieurhause, Berlin.

Zahlreiche Lichtbilder von Industriehallenbauten, Mehrgeschoßbauten und weitgespannten Brücken wurden vorgeführt. Die Hallenbauten weisen durchweg keine Rahmenkonstruktion auf, sondern sie haben tonnenförmige Dächer mit Zugband; Verstärkungsrippen liegen auf der äußeren Leibung der Dächer, Betondächer werden in Frankreich nicht mit Dachpappe abgedeckt. Die Stützen sind unten eingespannt und in ihrem oberen Teile über der Kranbahn, die in der Regel auch in Eisenbeton ausgeführt wird, sehr schwach gehalten.

Bei den Mehrgeschoßbauten fällt die geringe Stegbreite der Nebenbalken und Unterzüge auf; auch die Schrägen an den Auflagern fehlen. Die geringe Stegbreite ist deshalb möglich, weil bloß der Überschuß über die zulässige Schubspannung vom Eisen aufgenommen zu werden braucht. Der durchlaufende Balken wird in Frankreich als teilweise eingespannt berechnet, wobei sich nur sehr geringe Stützenmomente ergeben und die Schrägen überflüssig werden. Zur Aufnahme der Schubspannungen werden allgemein die Eisen nicht mehr aufgebogen, sondern man verwendet Bügel, die häufig schräg gestellt werden.

Auf dem Gebiete des Massivbrückenbaues in Beton und in Eisenbeton hat Frankreich die größten Bauten der Welt aufzuweisen. Hier fällt besonders die Verwendung des Betons in reinen Zuggliedern auf, wobei die Bewehrungseisen mit der vollen zulässigen Eisenspannung ohne Rücksicht auf die entstehende Betonspannung beansprucht werden. Dabei werden die Stöße durch Übergreifen der gestoßenen Bewehrungseisen auf eine Länge von 30 bis 40 d ausgebildet.

Im Wohnungsbau findet der Eisenbeton für Decken, Balkone, Gesimse und Stützen allgemeine Anwendung.

In der Regel kommt ein Normalbeton mit einem Mischungsverhältnis von rd. 1 : 5 zur Anwendung. Kies ist überall in guter Beschaffenheit leicht zu erhalten, wodurch der Eisenbetonbau sehr begünstigt wird. Der Kornzusammensetzung des Betons schenkt man in der Praxis noch nicht die nötige Beachtung.

Der Eisenbetonbau hat sich in Frankreich stärker als in anderen Ländern durchgesetzt und genießt dort großes Vertrauen.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Der Einkauf von Rostschutzfarben. Zu dem unter dieser Überschrift in der „Bautechnik" 1927, Heft 46, erschienenen Aufsatze von Reichsbahnrat Hülsenkamp sind die drei folgenden Zuschriften eingegangen:

I.

Bereits im Jahre 1915 habe ich in der Zeitschrift „Der Eisenbau", Heft 9, und zwar in dem Aufsatze: „Über mittelbaren und unmittelbaren Rostschutz mit besonderer Berücksichtigung der rostverhütenden Anstriche nach Dr. Liebreich", eine Formel angegeben, die sich im Wesen mit der von Reichsbahnrat F. Hülsenkamp in der „Bautechnik" 1927, Heft 46, S. 672 u. f. angeführten deckt, und durch die ich gleichfalls angestrebt habe, die Wirtschaftlichkeit von Anstrichfarben gegeneinander abzuschätzen. Später hat Reymann[1]) meiner Formel ein Zusatzglied angefügt, das auch die Entrostung berücksichtigt. Endlich habe ich in einer weiteren Arbeit[2]) die folgende vollständige Anstrichformel

$$K = \frac{E}{n_0} + \Sigma \frac{1}{n}\left(\frac{g\,k}{e} + s\right) + \Sigma \frac{1}{n_1}\left(\frac{g_1\,k_1}{e_1} + s_1\right) + C$$

eingehend untersucht und dabei auf die Bedeutung der einzelnen Glieder hingewiesen. Zum Verständnis obigen Ausdruckes diene folgende Erläuterung:

K = die auf 1 Jahr bezogenen Kosten für 1 m² gestrichener Fläche, einschließlich Entrostung, bezw. Reinigung des Eisens.

E = Kosten der Entrostung, bezw. Reinigung des Eisens für 1 m² Fläche.

n_0 = Anzahl der Jahre, während deren die Eisenfläche unter dem Anstrich rostfrei bleibt.

Die Ausdrücke:

$$G = \frac{1}{n}\left(\frac{g\,k}{e} + s\right),\quad D = \frac{1}{n_1}\left(\frac{g_1\,k_1}{e_1} + s_1\right)$$ (Qualitäts- oder Gütezahl)

stellen die auf ein Jahr zurückgerechneten Kosten dar, und zwar G die für die Flächeneinheit eines Grundanstriches und D jene für die Flächeneinheit eines Deckanstriches D, wenn deren bezügliche Dauer (Haltbarkeit) n bezw. n_1 Jahre beträgt.

g, g_1 = spez. Gewicht der Farbe; e, e_1 = ihre Ergiebigkeit in m², also eine Fläche, die mit der Raumeinheit Farbe gestrichen werden kann; k, k_1 = Kosten der Farbe je Raumeinheit; s, s_1 = Lohnkosten einer Farblage für 1 m² Fläche (Streichfähigkeit).

C ist ein Festwert, in den man mit Vorteil alle jene Unkosten einbeziehen wird, die bei vergleichenden Kostenüberschlägen unverändert bleiben. Beim Kostenvergleiche wird daher — da die gegeneinander abzuwägenden Kostensummen sich stets nur auf ein und dasselbe Objekt beziehen — der Festwert C aus der Rechnung fallen. — Ich nehme an, daß meine Arbeiten Herrn Hülsenkamp nicht bekannt gewesen sind.

Wien, November 1927. Hofrat Ing. L. Herzka.

II.

In dem von Herrn Reichsbahnrat Hülsenkamp in der „Bautechnik" 1927, Heft 46, veröffentlichten Aufsatze befindet sich auf S. 673 der Satz: „Leinölfarben nehmen nach den Forschungen von Prof. Dr. Eibner Wasser auf, lassen also von außen und von innen Feuchtigkeit und Gase durch; sie gleichen also in dieser Beziehung unseren gewöhnlichen Kleidungsstoffen." Meine Stellung zu dem Problem ist jedoch, wie ich Herrn Hülsenkamp während seiner Tätigkeit als Dezernent mehrfach auseinandergesetzt habe, eine andere, und zwar folgende:

Reine Leinölfilme nehmen zwar unter Quellung Wasser auf, doch kann dieser den Leinölfilmen habituellen Wasseraufnahme durch die Verwendung

[1]) „Anregungen über Entrostung und Anstrich von Eisentragwerken." Der Eisenbau 1916, Heft 2, S. 42.

[2]) „Anregungen für Kostenvergleiche von Eisenschutzanstrichen im Hoch- und Brückenbau." Der Bauingenieur 1921, Heft 5.

von Standöl entgegengewirkt werden. Bei der Anwendung von Bleifarben wird infolge der Bildung von Bleiseifen die Hydrophilie der Leinölfilme um so vollständiger aufgehoben, je feinkörniger die Bleifarben sind. Bei sehr feinkörniger (hochdisperser) Bleimennige ermöglicht das Verhältnis von Farboberfläche zum Bindemittel die Bildung größter Mengen von Bleiseifen. Diese sind es, die die Antihydrophilie des Farbfilms ausmachen.

Herr Hülsenkamp bezeichnet als Höchstgrenze für die Verunreinigungen von Handelsmennige 2 % und als Mindestgrenze für den PbO_2-Gehalt 30 %. Dies Zugeständnis von 2 % Verunreinigungen muß als zu weitgehend betrachtet werden (vergl. auch Wilhelm-Palmaer: Die Korrosion der Metalle, Theorie und Versuche. „Korrosion und Metallschutz", 2. Jahrg., Heft 3, 1926, in welcher Abhandlung die Wirkung geringer Mengen von Verunreinigungen auf die Rostförderung nachgewiesen ist).

Die Normung des Gehaltes an Bleisuperoxyd von 30 % ist zu niedrig gegriffen. Je höher der PbO_2-Gehalt, desto hochwertiger die Mennige. Die Setzung einer so niedrigen Normung ist um so weniger verständlich, als Bleimennige mit über 30 % Bleisuperoxyd-Gehalt zurzeit handelsgängig ist.

Auf S. 675 kritisiert Herr Reichsbahnrat Hülsenkamp den hohen Ölgehalt der hochdispersen Mennige. In einem Aufsatz in „Farbe u. Lack", Zentralblatt Hannover, vom 13. und 20. Juli 1927, Nr. 29 und 30, von A. Eibner und W. Laufenberg ist auseinandergesetzt, daß die Kritik des hohen Ölgehaltes auf Verwechslung von Gewichtseinheit und Volumeneinheit der trockenen und angeriebenen Farbe beruht.

Wenn die Gewichtseinheit ein und desselben Farbstoffes durch Kornverkleinerung ihr Volumen vervielfacht, so braucht sie, um gleich streichfertige Farbe zu liefern, ein mehrfaches Volumen an Öl. Dadurch erhält man ein mehrfaches Volumen an angeriebener Farbe, mit dem man eine entsprechend größere Fläche zu streichen imstande ist. Die Volumeneinheit dieser Farbe enthält aber nicht, wie irrtümlich noch angenommen wird, mehr Öl als die Volumeneinheit alter angeriebener Farbe mit grobkörnigem Farbstoff, sondern, wie in dem angeführten Aufsatze nachgewiesen wurde, weniger Öl.

In einer Zeit, in der die Anstrichtechnik die Hilfe der Wissenschaft zur Normung der Anstrichölfarben und Erzielung wirtschaftlicher Arbeitsweisen angerufen hat, erscheint es unzweckmäßig, alte Irrtümer, wie jenen des scheinbar verschiedenen Ölverbrauches von niedrig- und hochdispersen Ölfarben mit demselben Farbstoff, in der praktischen Anwendung weiterzuführen.

Zum Schlusse möchte ich nochmals darauf hinweisen, daß der Eisenschutz um so vollständiger ist, je feinkörniger der zur Verwendung kommende Farbstoff ist. Ein Hemd aus feingesponnener Seide schützt den Körper besser als grobfaseriges Leinen, könnte man sagen, wenn man den Vergleich des Farbanstriches mit menschlicher Kleidung sich zunutze machen will, mit dem Herr Hülsenkamp seinen Aufsatz anziehend zu gestalten versucht. Damit will ich nicht sagen, daß ich die Stichhaltigkeit des von Herrn Hülsenkamp angezogenen Vergleichs anerkenne.

Prof. Eibner, München.

III.

Es scheint mir auch vom Standpunkte der Erzeuger wünschenswert, die von Herrn Reichsbahnrat Hülsenkamp ausgesprochene Ansicht zu unterstreichen, daß die ernsthaften und auf Qualitätsleistungen eingestellten Rostschutzfarbenhersteller das größte Interesse an einer Klärung der Beschaffungsfrage für Schutzanstriche und an einer Säuberung des Marktes von den unzähligen „Rostschutzfarben" haben, die heute, von mehr oder minder — meistens aber minder — berufener Seite „hergestellt", den Markt überfluten und das Vertrauen zu allem, was Schutzanstrich heißt, zu untergraben drohen. Deshalb sind die Bestrebungen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft gerade von den Firmen, die sich seit Jahrzehnten mit allem wissenschaftlichen und technischen Rüstzeug und unter Aufwendung erheblicher Mittel um die Förderung dieses in seiner volkswirtschaftlichen Bedeutung auch heute noch nicht überall genügend gewürdigten Problems bemühen, von vornherein nach besten Kräften unterstützt worden. Wir haben dabei vor allem die verständnisvolle und für einen Nichtfachmann technisch besonders einsichtige publizistische Aufklärungsarbeit Hülsenkamps — trotz gewisser Meinungsverschiedenheiten im einzelnen — dankbar anerkannt. Um so bedauerlicher ist es, daß die Bemühungen, die Beschaffung der Schutzanstriche von den einseitigen, lediglich nach — von Hülsenkamp wiederholt treffend gekennzeichneten — falschen „Billigkeitsgrundsätzen" auf technisch und wirtschaftlich gleichermaßen gesunde Bahnen überzuleiten, noch zu keinem vollen praktischen Erfolg geführt haben. Es ist leider immer noch so, daß sehr häufig der billigste Anbieter ohne Rücksicht auf seine technische und wissenschaftliche Leistungsfähigkeit berücksichtigt wird, und daß dadurch die technisch leistungsfähigsten Hersteller, die laufend beträchtliche Mittel zur Hebung der Qualität und zur Förderung des technischen Fortschritts aufwenden, sich aber schon aus diesem Grunde und auch aus Gründen ihres Firmenrufes nicht dazu verstehen können, ihre ausreichenden Leistungen gegen unzureichende Bezahlung zu liefern, zum Nachteil des Verbrauchers von der Lieferung ausgeschlossen werden. In dieser Beziehung haben die „Zusammensetzungs-Normen" — denn nur um solche handelt es sich vorerst — allerdings die von mancher sehr ernst zu nehmenden Seite befürchtete, dem Wunsch ihrer Urheber entgegengesetzte Wirkung gehabt. Man geht nämlich vielfach von der irrigen Meinung aus, daß durch diese Normen die Schutzfarben in jeder Beziehung quantitativ und qualitativ vollkommen definiert seien, infolgedessen „jeder das gleiche liefern" und demzufolge beim Billigsten gekauft werden könne und müsse. Diesem Irrtum kann nicht oft genug entgegengetreten werden. Es läßt sich leicht nachweisen, daß verschiedene Farben in ihrer rein chemischen Zusammensetzung — nämlich der Art des Farbkörpers und des Bindemittels und deren Mengenverhältnisse — vollkommen gleich und infolge der, auf langjährigen Erfahrungen und auf Fabrikationsgeheimnissen beruhenden besonderen und im einzelnen verschiedenen Herstellungsweise trotzdem in der technischen Wirkung: Ausgiebigkeit, Deckkraft, Trockenfähigkeit, Streichbarkeit und vor allem Haltbarkeit entscheidend verschieden sind, also gerade in den Punkten, die schließlich die Wirtschaftlichkeit und technische Brauchbarkeit des Anstrichstoffes ausmachen. Um einige Beispiele hierfür zu geben, erwähne ich, daß Ausgiebigkeit und Deckkraft von der Feinheit der Mahlung starke abhängig sind. Eine Farbe bei der Fabrikation dreimal über die Mühle laufen zu lassen, verursacht aber naturgemäß wesentlich höhere Gestehungskosten der Farbe, als wenn man sie nur einmal herüberlaufen läßt! Ein anderes Beispiel: Die Trockenfähigkeit der Farbe wird bewirkt durch den Zusatz von Trockenstoffen. Je nach Güte und Menge der verwendeten Trockenstoffe und je nach Art der fabrikatorischen Einverleibung in das Bindemittel der Farbe ist die Elastizität, Dehnung, Härte und Zerreißfestigkeit des Farbfilms entscheidend zu beeinflussen, alles Maßnahmen, zu deren bester Ausführung langjährige Erfahrungen gehören. Zur Erfassung dieser Faktoren reichen weder die bestehenden, noch die neuen von Herrn Reichsbahnrat Hülsenkamp bereits skizzierten „Zusammensetzungs-Normen" aus. Sie müssen deshalb, wie zuletzt Herberts in der Farbenzeitung mit Recht erneut ausgeführt hat, so bald wie möglich durch eine Festlegung der „Ansprüche", die an die verschiedenen Schutzfarben hinsichtlich dieser mehr physikalischen Eigenschaften gestellt werden, also durch „Güte-Normen" ergänzt werden. Darüber sind sich auch alle Beteiligten klar. Leider sind derartige „Güte-Normen" aber im Augenblick und auf absehbare Zeit nicht zu schaffen, weil sie das Bekanntsein und die Beherrschung von einwandfreien Schnellprüfverfahren voraussetzen, an denen zwar ernsthaft gearbeitet wird, die heute aber noch keinen Anspruch auf technisch unanfechtbare, allgemein gültige Ergebnisse erheben können.

Solange keine Güte-Normen geschaffen werden können, können die Zusammensetzungs-Normen nur beschränkt positive, in der Hauptsache aber nur negative Bedeutung haben, nämlich die, grobe Minderwertigkeit auszuschließen. Solange kann aber auch niemals trotz der Zusammensetzungs-Normen nach dem „Billigkeits-Prinzip" eingekauft werden. Andernfalls würde gerade das Gegenteil von dem eintreten, was mit den Zusammensetzungs-Normen der Hauptverwaltung der Reichsbahn bezweckt wird. Bis auf weiteres wird man immer am „billigsten" bei solchen Lieferanten kaufen, die durch langjährige, einwandfreie Lieferungen, durch ihre technischen und wissenschaftlichen Einrichtungen die Gewähr für Spitzenleistungen auf ihrem Erzeugungsgebiet geben und einen Namen zu verlieren haben, und zwar auch dann, wenn ihre Preise nicht die „billigsten" sind.

Ich halte es für richtig, auf diesen Tatbestand hinzuweisen, weil — besonders bei flüchtigem Lesen — der letzte Teil der Ausführungen des Herrn Reichsbahnrat Hülsenkamp leicht mißverstanden werden könnte. Schließlich seien die Ausführungen Hülsenkamps über die bei der Einführung der neuen hochdispersen Mennige dringend gebotene Vorsicht auf Grund eigener Beobachtungen als besonders beherzigungswert bestätigt.

Dr. Luc. Wiernik,
Vorsitzender des Verbandes Deutscher Rostschutzfarben-Fabriken und des Kuratoriums des Institutes für Lackforschung des Verbandes Deutscher Lackfabrikanten.

Erwiderung des Verfassers.

Zu den vorstehenden drei Zuschriften habe ich folgendes zu sagen:

I. Die Formel von Herrn Hofrat Ing. L. Herzka war mir, als ich 1925 zum erstenmal meine Formel aufstellte, unbekannt. Sie ist mir später erst beim Studium der Literatur begegnet, ich habe mich aber ihrer nicht bedient, weil sie mir für den Zweck des Vergleichs und bei der Unsicherheit der Ermittlung der Lebensdauer eines Anstriches zu umständlich schien.

II. Prof. Dr. Eibner wirft mir zunächst vor, daß ich seinen Standpunkt zu dem Problem der Hydrophilie des Leinöls nicht beachtet hätte, trotzdem er mir bekannt sei. Ich habe gesagt: „Leinölfarben nehmen nach den Forschungen von Prof. Dr. Eibner Wasser auf". Prof. Eibner dagegen sagt: „Reine Leinölfilme nehmen zwar unter Quellung Wasser auf". Ich überlasse es den Lesern, den Unterschied herauszusuchen.

Prof. Eibner rügt ferner den Vorschlag, als Höchstmaß für die Verunreinigung 2 % zuzulassen, und weist auf eine Abhandlung von Palmaer hin. Es ist mir natürlich bekannt, daß die meisten Bleimennigen weniger als 1 % Verunreinigungen haben, es waren aber auch solche Sorten auf dem Markt, die bis zu 2 % hatten, die dafür aber auf anderem Gebiete vielleicht derartige Vorzüge haben können, daß man sie zweckmäßig nicht durch zu niedrige Grenze ausschaltete. 2 % schaden auch nichts. Der Vortrag von Prof. Palmaer ist zu Unrecht angezogen. Palmaer behandelte damals die Rostungstheorie unter dem Gesichtspunkte der Bildung galvanischer Elemente in den Metallen. Da aber die fraglichen 2 % Verunreinigungen mehr oder weniger neutrale Körper (Calcium-Carbonat usw.) sein dürften, so kommen sie für die Theorie der inneren galvanischen Ketten nicht in Betracht.

Bezüglich des Gehaltes an Bleisuperoxyd übersieht Prof. Eibner, daß es sich bei den 30 % um einen Mindestgehalt handelt. Er ist als solcher gewählt, um wiederum auch der alten Handelsmennige den Weg nicht zu verschließen. Außerdem ist es fraglich, ob der Wert der Bleimennige mit einem Gehalt von mehr als 30 % PbO_2 noch wesentlich steigt, da die theoretisch erreichbare obere Grenze 35 % ist.

In den nächsten Absätzen meint Prof. Eibner, daß ich mich bei meiner Kritik des hohen Ölgehalts der feinkörnigen Bleimennigen irre, und ver-

weist auf eine Abhandlung, die er gemeinsam mit W. Laufenberg in der Zeitschrift „Farbe und Lack“ 1927, Nr. 29 u. 30, verfaßt hat.

Wenn ich von den möglichen Nachteilen des hohen Ölgehaltes gesprochen habe, so dachte ich zunächst an das höhere Verhältnis zwischen Leinöl und Farbkörper. Es ist doch wohl klar, daß eine Farbe mit 28 T. Leinöl und 72 T. Bleimennige (Verhältnis 1 : 2,6) zum mindesten in der ersten Zeit des richtigen Durchtrocknens weicher und empfindlicher sein muß, als eine solche mit 16 T. Leinöl und 84 T. Bleimennige (Verhältnis 1 : 5,2). Bei der alten Handelsmennige wurde gegenüber den sonstigen Rostschutzfarben die außerordentliche Härte, die selbst dem Sandstrahl mitunter trotzte, als die hauptsächlichste Ursache des hervorragenden Rostschutzes angesehen. Diese Härte beruht sicher nicht zum geringsten auf dem spezifisch niedrigen Ölgehalt der alten Mennige. Herrn Prof. Eibner kommt es mehr auf den absoluten Gehalt an Leinöl auf der Flächeneinheit des Anstrichs an. In der angeführten Abhandlung vergleicht er

a) eine grobkörnige Mennige, die auf 100 G.-T. Mennige 20 G.-T. Leinöl braucht und

b) eine feinkörnige mit 100 T. Mennige und 40 T. Leinöl.

Auf 100 G.-T. kommen also

bei a) 83,3 kg Mennige und 16,7 kg Leinöl,
bei b) 71,4 kg Mennige und 28,6 kg Leinöl.

Errechnet man sich hieraus durch Teilung mit den spezifischen Gewichten die spezifischen Volumina, so erhält man:

$$\text{bei a)}\quad \frac{83,3}{8,5}+\frac{16,7}{0,9}=9,8+18,6=28,4$$

$$\text{bei b)}\quad \frac{71,4}{8,5}+\frac{28,6}{0,9}=8,4+31,8=40,2.$$

Die beiden Volumina verhalten sich also wie $28,4 : 40,2 = 1 : 1,4$.

Nach Eibner und auch nach Angaben der Firma Goldschmidt, deren Erzeugnis von Eibner hier zugrunde gelegt ist, verhalten sich aber die Mengen wie 1 : 2,3.

Das ist m. E. nur möglich, wenn in den hochfeinen Teilchen der Goldschmidtschen Mennige außergewöhnlich viel Luft eingeschlossen ist, die beim Vermengen und Abreiben nicht entwichen ist oder nicht entweichen konnte.

Die Ausgiebigkeit der verschiedenen Mennigen hängt, wenn man gleich dicke Farbschichten erzielen will, lediglich von dem Volumen ab. Die Ausgiebigkeiten zweier Bleimennigen, deren Volumen sich wie 1 : 2,3 verhalten, werden also in demselben Verhältnis stehen. Bei den praktischen Versuchen, die Eibner angestellt hat, hat sich dies, wie man sieht, auch bestätigt, er findet für die Ausgiebigkeit der Goldschmidtschen Bleimennige den 2,2fachen Betrag derjenigen der Handelsmennige. Eibner stellt nun fest, daß hiernach also auf 1 m² gestrichener Fläche bei gleicher Schichtdicke lagern:

bei a) 107 g grobkörnige Mennige und 21,7 g Leinöl und
bei b) 41 g feinkörnige Mennige und 16,4 g Leinöl.

Daß das ein Nonsens ist, erkennt man sofort. Bei dem geringen Unterschiede im spezifischen Gewicht der grobkörnigen und feinkörnigen Mennige können die beiden Mengen zu a) und b) bei dem erheblichen Gewichtsunterschied zwischen 107 g und 41 g und zwischen 21,7 g und 16,4 g nur dann gleich sein, wenn man es bei b) mit einem schäumigen Gebilde zu tun hat. Und das scheint der Fall zu sein. Ich gebe zu, daß Herr Prof. Eibner Recht hat, daß die absoluten Mengen an Leinöl bei b) etwas kleiner sind. Wenn Herr Prof. Eibner das für einen Vorteil hält, so will er damit sagen, daß durch die kleinere Leinölmenge ein kleinerer Wasserspeicher vorhanden ist, er übersieht aber, daß dieser kleinere Wasserspeicher durch den Lufteinschluß erst recht ein Schwammgebilde geworden ist. Aus diesen Überlegungen erklären sich auch die z. T. vorliegenden, in meiner Abhandlung von mir erwähnten schlechten praktischen Erfolge. Ich glaube auch hierin eine Begründung dafür zu haben, daß diese feinkörnige Mennige auf Glasplatten gestrichen nach einiger Zeit Luftbläschen durchscheinen läßt, wie sie von ernsthafter Seite festgestellt worden sind. Die in der Farbenzeitung 1927, Heft 12, veröffentlichte Abhandlung von Herbert Rahder, Berlin, befaßt sich auch mit dieser Frage und zeigt in zwei Bildern das Ergebnis der Lösnerschen Kochprobe mit alter und mit neuer hochfeiner Mennige. Hier ist deutlich zu erkennen, daß die Zerstörung bei der hochdispersen Mennige bedeutend weiter gegangen ist. Der Vorwurf des Irrtums in der Beurteilung des Ölverbrauchs grob- und feinkörniger Mennige scheint mir hiernach unbegründet zu sein.

Der Ansicht Eibners, daß der Eisenschutz um so vollständiger ist, je feinkörniger der zur Verwendung kommende Farbstoff ist, schließe ich mich vollkommen an, den Standpunkt habe ich auch stets vertreten. Wenn ich aber zwei Mennigen gleicher Feinkörnigkeit und von gleichen sonstigen Eigenschaften habe, so halte ich es für richtig, derjenigen den Vorzug zu geben, die den kleineren Ölverbrauch hat.

Es ist selbstverständlich, daß der Grad der Feinkörnigkeit eines Farbstoffs einen Einfluß auf den Ölverbrauch hat, aber nicht allein die Feinkörnigkeit, sondern auch die Form und Oberfläche des einzelnen Teilchens. Das Herstellungsverfahren spielt hierbei eine wesentliche Rolle. Bei der Herstellung der Goldschmidt-Mennige handelt es sich um ein Sublimationsverfahren, die Teilchen sind sehr zackig und zerrissen. Das kann man im Mikroskop schon bei 400facher und noch deutlicher bei 700facher Vergrößerung erkennen. Die feinkörnige Bleimennige der Düsseldorfer Farbwerke Müller, wie sie die Carl Diederichs & Co. G. m. b. H., Düsseldorf, verwendet, hat im Gegensatze dazu ein rundes geschlossenes Korn von mindestens demselben Feinheitsgrade. Da die Kornfeinheit dieser von mir zum Vergleich herangezogenen Mennige[1]) angezweifelt wird, gebe ich hier zur Erhärtung meiner Behauptung aus dem Gutachten von Eibner vom 6. Oktober 1927 (Brief Nr. 11/112) über die hochfeine Bleimennige Müller folgendes wieder:

„Hinsichtlich Feinheit und Gleichmäßigkeit des Kornes wird dieses Produkt von keinem der zurzeit im Handel befindlichen diesseits bekannten Fabrikate hochdisperser Mennige übertroffen.“

Prof. Dr. K. Arndt, Berlin, bekräftigt diese Feststellung in seinem Gutachten vom 21. Januar 1928 wie folgt:

„Ich habe sie unter dem Mikroskop beschaut. Dabei erschienen mir die Teilchen der „Tego“ [2]) im allgemeinen größer und kantiger als die der „Müller“-Mennige. Auch zwei andere Herren, welche gerade anwesend waren, deuteten das, was sie sahen, ebenso. Von jeder Sorte habe ich mehrere Pröbchen untersucht.“

Trotzdem erfordert diese Mennige nicht mehr als 18 % Leinöl.

III. Wenn ich Dr. Wiernik recht verstehe, will er die in meiner Abhandlung erwähnten Normungen der Farbenzusammensetzung nur als Übergang bis zur Erstellung der von Dr. Kurt Herberts geforderten Gütenormen gelten lassen. Ich muß dem unbedingt zustimmen, glaube aber leider, daß die Übergangszeit noch recht lange — etwa 10 Jahre — dauern wird, so daß es sich zunächst lohnt, zur Abwendung des Allerschlimmsten sich jetzt erst einmal mit den Zusammensetzungsnormen zu befassen, d. h. zu typisieren. Auch den übrigen Vorschlägen Wierniks, die meine Bestrebungen zur Förderung der Qualitätsleistung ja nur ergänzen, stimme ich zu. Hülsenkamp.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Markert, Vorstand des R. B. A. Kassel 2, als Mitglied zur R. B. D. Köln und Klensch, Mitglied der R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), als Werkdirektor zum R. A. W. Kaiserslautern, die Reichsbahnräte Ernst Greve, Werkdirektor des R. A. W. Oldenburg, als Werkdirektor zum R. A. W. Osnabrück, Heydemann, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Wittenberge, nach Leinhausen als Leiter einer Abteilung beim dortigen R. A. W., Pfaff, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (Main), zur R. B. D. Mainz und Leimbach, bisher bei der R. B. D. Würzburg, zur R. B. D. Regensburg, der Reichsbahnbaumeister Neumann, bisher bei der R. B. D. Trier, zum R. Z. A. in Berlin, sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Rabes, bisher bei der R. B. D. Essen, zur R. B. D. Breslau.

Ausgeschieden: Reichsbahnoberrat Kießling, Mitglied der R. B. D. Köln, infolge Ernennung zum Ministerialdirektor im preußischen Finanzministerium.

Gestorben: Reichsbahnamtmann Glauche beim bautechnischen Bureau der R. B. D. Dresden.

Namenänderung: dem Reichsbahnrat Friedrich Richter bei der R. B. D. Trier ist vom sächsischen Ministerium des Innern die Ermächtigung erteilt worden, fortan den Familiennamen Richter-Devroe zu führen.

Preußen. Ernannt sind: zu ordentlichen Professoren an der Technischen Hochschule Berlin der Abteilungsvorsteher in der preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin Professor Dr.-Ing. Fritz Horn und der Observator am Geodätischen Institut in Potsdam Dr. Erich Brennecke.

Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) Treplin vom Hafenbauamt in Pillau an das Wasserbauamt in Kiel und v. Hanffstengel vom Wasserbauamt in Kiel an das Vorarbeitenamt in Senftenberg i. L.; — die Regierungsbaumeister (W.) Prött vom Kanalbauamt in Magdeburg als Streckenbauleiter nach Elbau, Seggelke von der Bauleitung Hohenwarthe (Neubauamt Kanalabstieg in Magdeburg) an das Hafenbauamt in Pillau und Thiel vom Hafenbauamt in Kolberg an das Wasserbauamt in Husum.

Überwiesen ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst: der Regierungsbaumeister (W.) Heinrich Backhaus dem Wasserbauamt in Eberswalde.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Albert Meyer (Straßen- und Wasserbaufach).

Gestorben: der Regierungs- und Baurat A. Benfer in Siegen, früher Vorstand der Eisenbahn-Betriebsinspektion daselbst.

[1]) Mit einer solchen feinkörnigen Mennige mit 18 bis 24 % soll die R. B. D. Hannover gute Erfahrungen gemacht haben.
Die Schriftleitung.

[2]) „Tego“ ist die hochdisperse Bleimennige der Firma Theodor Goldschmidt, Essen.

INHALT: Die Erneuerung der Überbauten der Oderbrücke bei Frankfurt a. d. O. im Gleis Frankfurt—Reppen. — Der Bau des Sulgenbachstollens in Bern. (Schluß.) — Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddruck-Theorie. — Vermischtes: Inhalt von Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Ergebnis des Schinkel-Wettbewerbs. — Straßenbahn-Ausstellung in Essen. — Wettbewerb zum Neubau der Hochzoller Straßenbrücke. — Festigkeitsversuche mit Vianini-Rohren. — Vom Eisenbetonbau in Frankreich. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 6. April 1928 — Heft 15

Sicherung von zwei Pfeilern der Saalachbrücke bei Bad Reichenhall.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Hafen**, Salzburg.

Die Bahnlinie Freilassing—Bad Reichenhall überschreitet etwa 2 km vor der Endstation bei km 12,3 die Saalach auf einer eisernen Blechbalkenbrücke mit vier Öffnungen (Abb. 1 u. 2). Pfeiler I steht im Vorland, die Strompfeiler II und III wurden beim Bau der Brücke im Jahre 1865 in offener Baugrube, deren Anlage damals eine Kiesbank erleichterte, auf vorgeschlagenem Pfahlrost ziemlich seicht gegründet (Abb. 4a).

Die Saalach, ein reißender Gebirgsfluß mit durchschnittlich 2,5 ‰ Gefälle und einem höchsten Hochwasser von 900 m³/Sek., hat keine feste

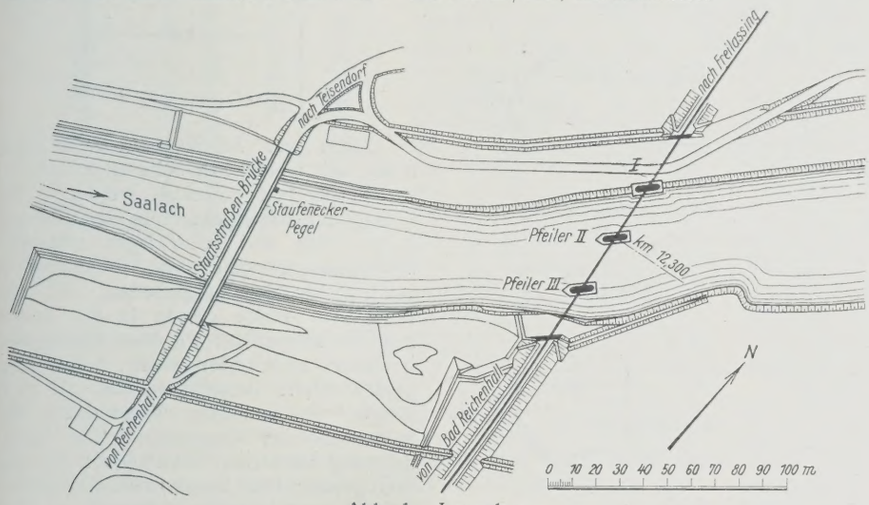


Abb. 1. Lageplan.

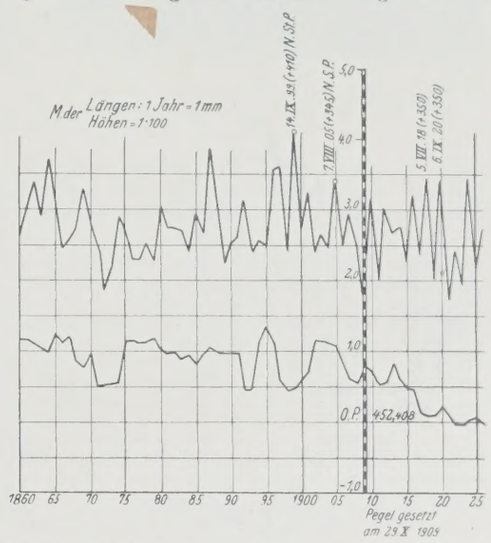


Abb. 3. Höchste und niederste Jahreswasserstände am Pegel bei Staufeneck.

Sohle. Wie aus der Tabelle der Pegelstände bei der Straßenbrücke bei Staufeneck (150 m oberhalb der Bahnbrücke) zu ersehen ist (Abb. 3), haben sich die Niederwasserstände und in gleichem Maße die Sohle des Flußbettes langsam gesenkt. Die Eintiefung war bald groß genug, um die seicht gegründete Brücke in ihrem Bestande zu gefährden. Beim Bau der Brücke lag der NNW 0,9 m, die Flußsohle 0,4 m über der Fundamentsohle der Brückenpfeiler. Nach den Aufnahmen vom Jahre 1925/26 war der Wasserspiegel bei Niederwasser 0,1 m, der tiefste Punkt der Flußrinne 1,3 m unter der Fundamentsohle. Der liegende Rost war also bei Niederwasser nicht mehr vollständig vom Wasser umspült. Neben der weitgehenden Sohleneintiefung war dieser Umstand besonders ungünstig für den Bestand der Brücke.

Schon früher waren umfangreiche Maßnahmen zum Schutze der durch die Auskolkungen der Flußsohle gefährdeten Pfeiler II und III getroffen worden. Starke hölzerne Pfähle wurden in dichter Reihe um die Pfeiler geschlagen und kräftige weitausreichende Betonvorfüße um sie gesetzt (Abb. 4 a, b, c). Da die dadurch bewirkte Verengung des Flußschlauches zu weiterer Sohlenvertiefung führen mußte und der Beton, soweit er unter Wasser eingebracht wurde, wegen starker Auslaugung des Zementes keine zusammenhängende Masse bildete, hat sich dieser Schutz nicht bewährt. Doch trug man sich noch im Jahre 1920 mit dem Gedanken einer gründlichen Ausbesserung und einer weiteren Verstärkung dieser Umbauten. Der Plan wurde aber nicht verwirklicht.

Im Jahre 1926 wurden neue Entwürfe für den Schutz der Pfeiler II und III erstellt. Die beiden Pfeiler wurden nur noch durch den stehenden Rost getragen. Das Wasser floß bereits unter den Pfeilern durch. Bei Niederwasser konnte beobachtet werden, daß durch Aufrühren von Schlamm auf der einen Pfeilerseite das Wasser auf der anderen Pfeilerseite getrübt wurde. Die Länge der Pfähle konnte aus den noch vorhandenen Bauplänen und Bauakten nicht ersehen werden. Um sie zu ermitteln, wurden bei beiden Pfeilern einige der seitlich der Fundamentplatte den liegenden Rost tragenden Pfähle mit langen Bohrern angebohrt. Durch ständiges Beobachten der Bohrspäne wurde erreicht, daß die Bohrerspitze im Holzkern, also in der Pfahlmitte verblieb. Auf diese Weise wurde die Pfahllänge auf durchschnittlich 5,5 m bestimmt.

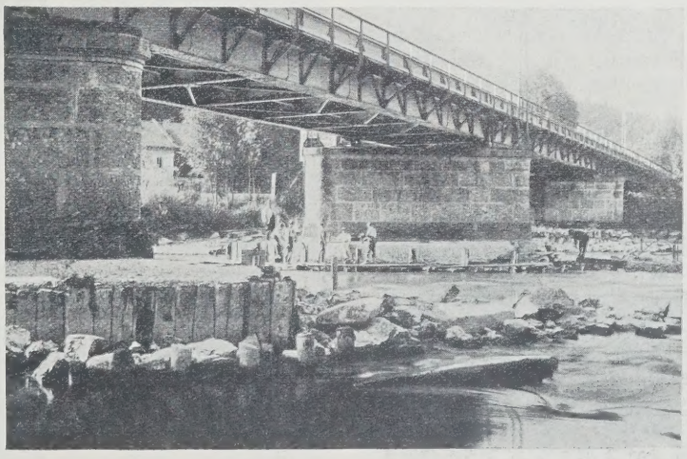


Abb. 2. Die Baustelle vor Baubeginn.

Die verschiedenen Entwürfe für die Sicherung der Pfeiler gingen darauf hinaus, entweder die Hölzer des liegenden und des stehenden Rostes durch ständige Wasserbespülung vor Fäulnis zu schützen oder die Rosthölzer, soweit sie jetzt oder später bei Niederwasser trocken werden konnten, durch Betonunterfangung zu ersetzen. Das erste Ziel verfolgten mehrere Entwürfe für die Herstellung einer Sohlenschwelle oder einer Wehranlage unterhalb der Brücke, die bei Niederwasser die Saalach so hoch aufstauen sollte, daß das Holzwerk der Pfeilerunterkonstruktion dauernd naß bliebe. Die Befürchtung, daß durch die Kolkwirkungen eines solchen Einbaues nachteilige Folgen für den Flußunterlauf entstehen, die erheblichen Unterhaltungskosten einer Wehranlage und das Bestreben, auch die vorhandenen Mängel der Pfeilergründung zu beseitigen, veranlaßten die Wahl der anderen Lösung zur Ausführung:

Die alten, den Durchflußquerschnitt beengenden Schutzumbauten der Pfeiler wurden abgebrochen. Möglichst eng um die Pfeiler wurde eine 6,0 m lange eiserne Spundwand bis fast auf NW geschlagen. Im Schutze dieser Wand und einer vorübergehend aufgesetzten Hochwassersicherung wurden die Pfeiler durch Beton unterfangen. Die Ausführung bot einige Schwierigkeiten, auf die näher eingegangen werden soll.

Die alten Betonumbauten waren sehr fest. Ihre Beseitigung mit Bohrer und Brecheisen war äußerst mühsam. Sie wurden deshalb durch schwache Sprengschüsse in kleinen Stücken abgesprengt. Eine Erschütterung der Pfeiler blieb so vermieden. Als Spundwandeisen wurden

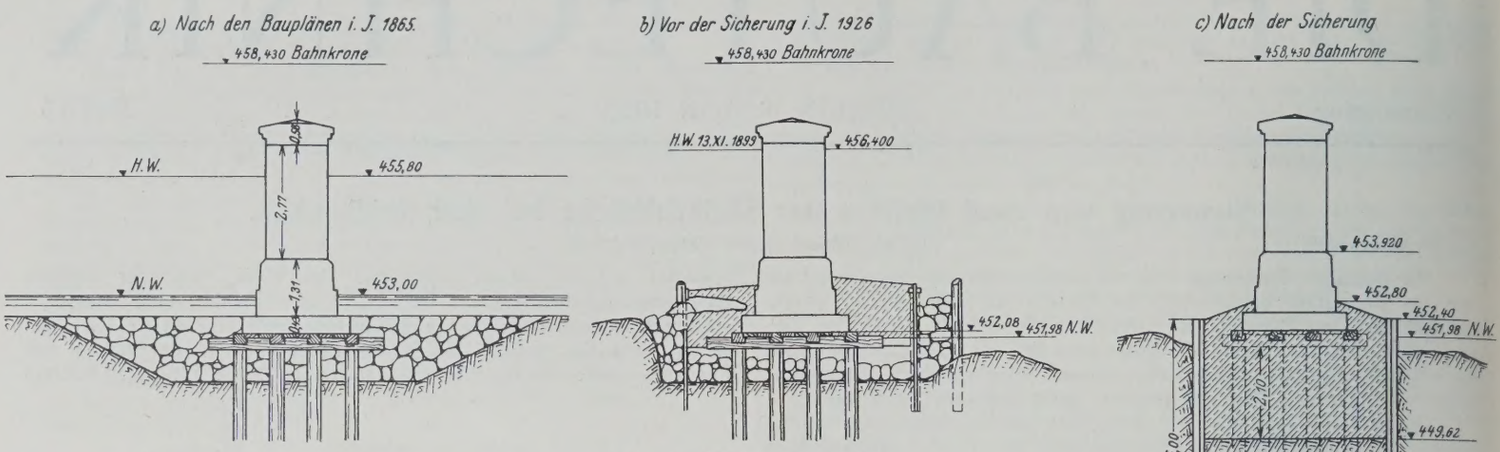


Abb. 4. Pfeilerquerschnitte.

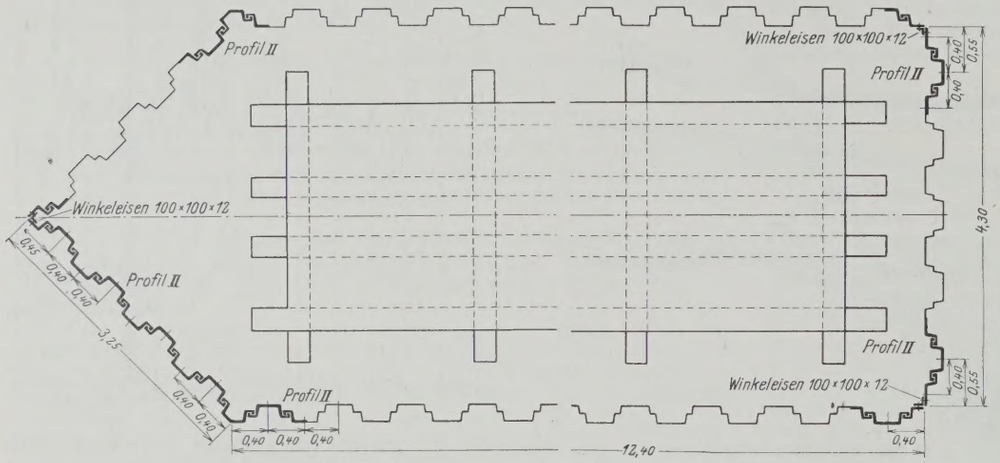


Abb. 5. Spundwandplan.

Schon vor Beginn der Ausführung mußte mit erheblichen Schwierigkeiten bei der Rammarbeit gerechnet werden. Der Untergrund war grober Kies mit Steinen. In der Nähe der Pfeiler lagen zahlreiche Flußverbauungssteine und Betonbrocken von früheren Sicherungsarbeiten. Mit dem Hängeisen konnte gerade in den ersten 2 m der Rammtiefe, wo diese Hindernisse besonders zu erwarten waren, keine allzu großen Kräfte ausgeübt werden. Es war deshalb ein peinliches Vorsondieren der Spundwandbahn vorgesehen. Die Unternehmung hat hierauf bei Pfeiler II weniger Wert gelegt. Fünf Spundwandeisen konnten so trotz aller Mühe bei Pfeiler II mit dem Hängeisen nicht so tief eingeschlagen werden, daß der unmittelbar wirkende Rammbär angreifen konnte. Sie wurden auf 1,6 m Höhe von oben gemessen abgeschnitten. Nach dem Einrammen der unteren Teile ohne Hängeisen wurden die Abschnitte wieder aufgeschweißt und die Spunddielen auf planmäßige Tiefe nachgetrieben. Bei den späteren Ausschachtungsarbeiten wurde festgestellt, daß die Schweißnähte unversehrt waren.

Bei Pfeiler III wurde sorgfältiger vorsondiert. Die Rammarbeit ging hier entsprechend leichter. Ein Abschneiden einzelner Spundeisen wurde nicht notwendig. Doch wurden auch hier noch in Tiefen bis zu 3 m große Steine angetroffen, die mit neben den Spundeisen eingetriebenen

Larssen-Eisen Profil II aus Hartstahl mit Kupferzusatz gewählt. Die Eckverbindungen wurden vom Werk nach Zeichnung fertig geliefert (Abb. 5). Zwischen Flußsohle und Unterkante der Eisenkonstruktion stand nur eine Höhe von 5,0 bis 5,5 m zur Verfügung. Um die 6 m lange Spundwand einzubringen, wurde folgendes Verfahren eingeschlagen:

a) Im Flußbett wurde eine Rinne von 0,5 bis 1,0 m Tiefe in der Lage der künftigen Spundwand unter Wasser ausgehoben, so daß die 6 m langen Spunddielen unter der Brückenkonstruktion aufgestellt werden konnten.

b) Die Spunddielen, die unter der Brückenkonstruktion zu schlagen waren, wurden liegend zu einer Wand von 9,2 m Länge vereinigt, die nach ihrer Aufstellung in der obengenannten Rinne fast bis an die Brückenkonstruktionsunterkante reichte (Abb. 6 u. 7).

c) Zur Gewinnung einer Schlaghöhe wurden die ersten 2 m mit einem Hängeeisen nach Abb. 8 geschlagen.

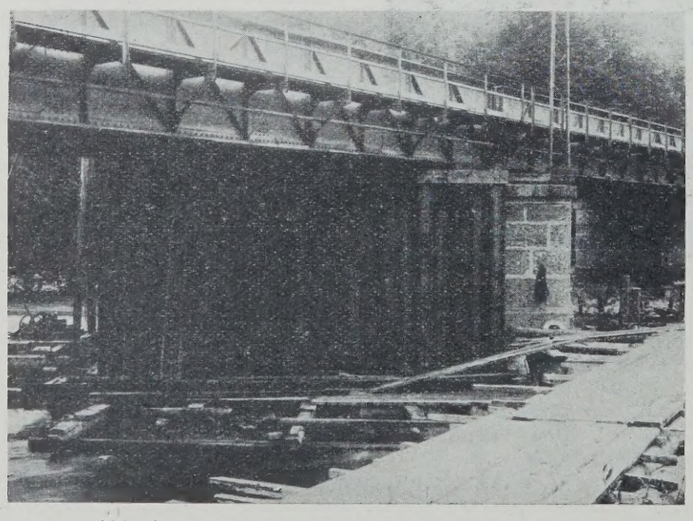


Abb. 6. Aufgestellte Spundwand unter der Brücke vor Beginn der Rammarbeit.

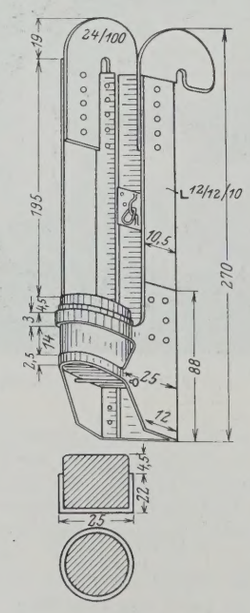


Abb. 8. Hängeisen.

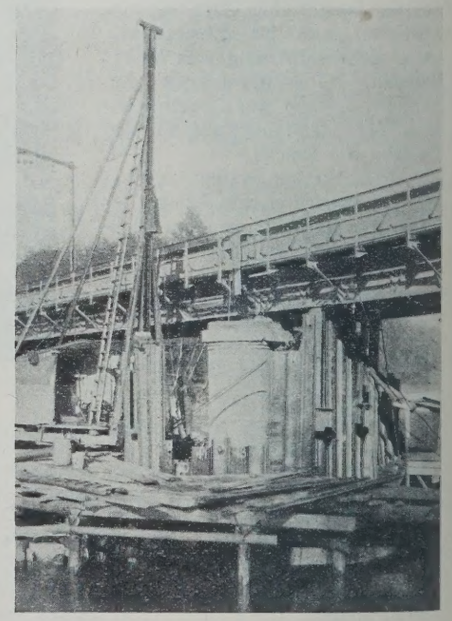


Abb. 7. Schlagen der eisernen Spundwand bei Pfeiler III.

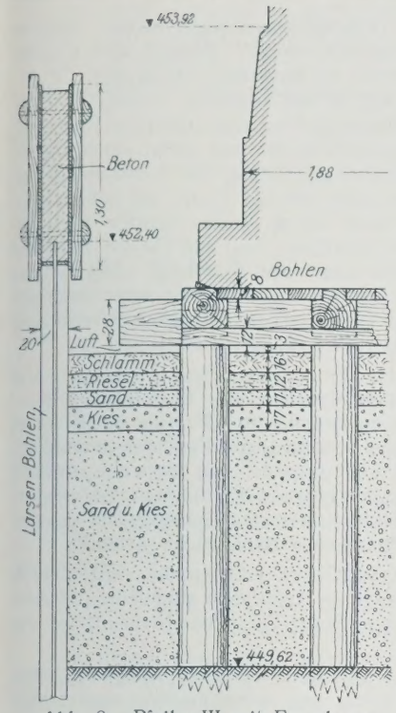


Abb. 9. Pfeiler III mit Fangdamm und Aushubmaterial.

Schienen zerkleinert werden mußten, bevor weiter gerammt werden konnte.

Das Bärgewicht betrug 450 kg. Bei der Rammarbeit unter der Brückenkonstruktion wurden die Hängeisen aus einer Fallhöhe von etwa 1 m getroffen. Wegen des schwierigen Untergrundes wurden die Hängeisen sehr stark beansprucht und wiederholt durch stärkere Konstruktionen ersetzt. Im freien Arbeitsfelde wurde die Fallhöhe der großen Ramme bis zu 6 m ausgenutzt. Im allgemeinen waren die Rammarbeiten recht mühsam. Es gelang aber, mit den getroffenen Maßnahmen und dank dem anerkennenswerten Streben der Bauunternehmung, der Schwierigkeiten Herr zu werden, bei beiden Pfeilern die Spundwände in die planmäßige Lage und Tiefe zu bringen.

Abb. 11. Baugrube unter Pfeiler III.

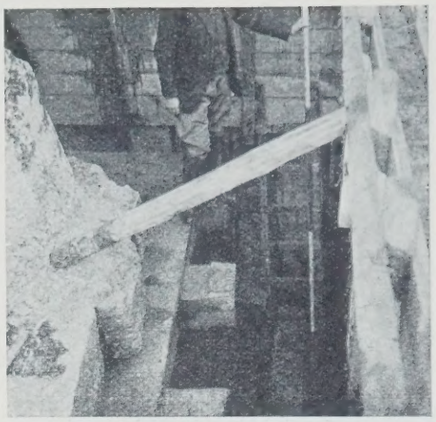


Abb. 10. Blick in die Baugrube bei Pfeiler III.

Zum Schutze gegen die höheren Wasserstände wurden auf die fertig geschlagenen Spundwände Betonmauern von 0,20 m Stärke und 1,0 m Höhe gesetzt. Im Schutze der Spundwände wurden nun die Pfeiler mit Beton unterfangen. Da bei beiden Pfeilern der liegende Rost und die Pfähle noch tadellos erhalten waren und auch bisher die Pfeilerlasten allein getragen hatten — zwischen liegendem Rost und Untergrund wurden beim Ausgraben durchgehende Hohlräume festgestellt (Abb. 9) —, konnten besondere Abstützungen entbehrt werden. Die Ausschachtungs- und Betonierungsarbeiten wurden bei jedem Pfeiler in sechs Abschnitten durchgeführt. Abb. 10 zeigt den Einblick in die Baugrube zwischen Pfeiler und Larssenwand, Abb. 11 die Baugrube unter dem Pfeiler III.

Für die Betonierungsarbeiten wurde hochwertiger Zement verwendet. Das Mischungsverhältnis wurde wegen der auslaugenden Wirkung des Wassers auf 1:6 festgesetzt. Besonderer Wert wurde auf eine gute Verbindung des neuen Fundamentkörpers mit der Unterfläche des Pfeilermauerwerks gelegt. Um sie zu erreichen, wurde der Bohlenbelag in den Kassetten zwischen den liegenden Rosthölzern ausgestemmt und der Beton zwischen und über dem liegenden Rost als Gußbeton 1:4 unter Überdruck eingebracht.

Die Bauarbeiten, durch die der sichere Bestand der Brücke für lange Jahre gewährleistet ist, wurden nach dem Entwurf der Reichsbahndirektion München durch die Bauunternehmung Carl Brandt in Bamberg in der Zeit vom 10. September bis 15. Dezember 1926 durchgeführt. Dabei wurde, um die günstigen Herbstwasserstände auszunutzen, auch nachts gearbeitet.

Alle Rechte vorbehalten.

Druckverteilung im Baugrunde.

II. Rechnerische Verfahren zu ihrer Ermittlung auf Grund neuerer Versuchsergebnisse.[19])

Von Prof. Dr.-Ing. **F. Kögler,** Freiberg i. Sa., und Regierungsbauführer Dr.-Ing. **A. Scheidig,** Langenhessen, Pl.

Die Ergebnisse der in neuerer Zeit durchgeführten Versuche über die Druckverteilung im Baugrunde[19]) weichen zum großen Teil so stark von der üblichen Auffassung ab, daß eine Untersuchung darüber notwendig erscheint, wie weit die heute in der Praxis allgemein gebräuchlichen Berechnungsverfahren zur Ermittlung der Spannungsverteilung im Boden noch zutreffen und welche Verfahren zur Verfügung stehen oder hergeleitet werden können, um die wirkliche Druckverteilung im Baugrunde in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen zu erfassen.

Die Betrachtung sei beschränkt auf die Fragen der Verteilung der senkrechten Drücke im Boden infolge einer örtlichen Belastung seiner Oberfläche.

Das Fehlen der Schub- und Zugfestigkeit bedingt für einen körnigen Boden eine Abweichung der Spannungsverteilung vom festen elastischen Körper. Um die grundlegenden Begriffe und Vorstellungen über das Verhalten einer Schüttung unter der Einwirkung einer örtlichen Belastung ihrer Oberfläche zu geben, soll zunächst kurz auf ihre Formänderungen eingegangen werden. Das ist schon deshalb erforderlich, weil die später angegebenen Formeln für verschiedene Bereiche gelten, deren Grenzen von den Formänderungen abhängig sind.

A. Die Formänderungen in örtlich beanspruchten Schüttungen.

Die Aufgabe, die Druckverteilung in einer Schüttung unter einer äußeren Belastung zu ermitteln, führt wie bei allen statisch unbestimmten Berechnungen auf die Formänderung. Indessen sind die Formänderungsgesetze einer Schüttung ebenso unbekannt wie die der Druckverteilung, und die experimentelle Untersuchung der Verschiebungen bereitet noch viel größere Schwierigkeiten als die unmittelbare Messung der Verteilung des Druckes. Ist dieser Weg also zur Erzielung quantitativer Ergebnisse nicht gangbar, so ist das allgemeine Verhalten örtlich belasteter Schüttungen doch schon so weit erforscht, daß man sich ein qualitatives Bild der auftretenden Formänderungen machen kann, das zur Klärung und Erklärung der herrschenden Druckverteilung wesentliche Hilfe leistet.

[19]) Vergl. den Aufsatz „Druckverteilung im Baugrunde", I. Die Ergebnisse neuerer Versuche, in der „Bautechnik" 1927, Heft 29 u. 31.

Bei den folgenden Betrachtungen wird eine in jeder Richtung unendlich ausgedehnte Sandschüttung mit wagerechter Oberfläche vorausgesetzt, die durch eine äußere Last beansprucht wird. Diese möge beispielsweise in der Achse eines starren Kreiszylinders lotrecht wirken, und zwar so, daß sie von Null ab langsam bis zur Größe Q anwächst. Dann lassen sich in der auf ihrer Oberfläche örtlich beanspruchten Schüttung folgende Stadien der Formänderung feststellen.

a) Der elastische Bereich der Formänderung.

Terzaghi[20]) hat nachgewiesen, daß eine Schüttung lediglich elastische Formänderungen erleidet und sich wie ein innerhalb der Proportionalitätsgrenze beanspruchter fester Körper verhält, wenn der infolge der Belastung auftretende Seitendruck den aktiven Ruhedruck bezw. den unteren passiven Grenzdruck nicht überschreitet.

Auch die im Jahre 1897 von A. Föppl[21]) angestellten Beobachtungen haben ein vollkommen elastisches Verhalten einer Schüttung insofern ergeben, als die Formänderungen nach Entlastung vollkommen wieder zurückgingen.

In diesem Stadium werden wahrscheinlich die Gesetze der elastischen Druckverteilung gelten. Der zulässige Bodendruck hierfür ist jedoch sehr gering; eine praktische Bedeutung hat dieser Bereich daher für unsere Betrachtungen nicht, wenigstens nicht für geringere Tiefen unter der Sohle eines Lastkörpers.

b) Formänderung durch Verdichtung.

Wächst die Größe der Last Q weiter an und werden die unter a) erwähnten Grenzdrücke überschritten, so treten Verschiebungen ein, die eine örtliche Verdichtung der Schüttung zur Folge haben. Die Körner werden ineinandergeschoben, labil aufgebaute Korngruppen stürzen zusammen, die Dichte der Lagerung nimmt zu. Bei einer Entlastung gehen die Formänderungen nur teilweise zurück, und die Spannungsdehnungs-

[20]) Terzaghi, Die Erddruckerscheinungen in örtlich beanspruchten Schüttungen. Österr. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1919, S. 197.

[21]) Föppl, Versuche über Elastizität des Erdbodens. Z. d. B. 1897, S. 276.

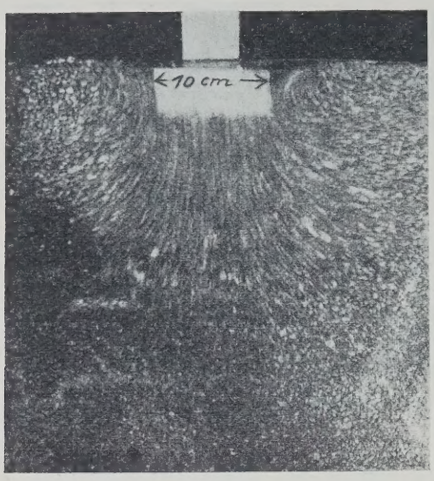


Abb. 20.

diagramme weisen bleibende Formänderungen und die typischen Hysteresisschleifen auf.[22]) Abb. 20 zeigt die hinter einer Glaswand beobachtete Kornbewegung beim Verdichtungsvorgang für Sand.[23]) Man sieht, daß in der Lastmittellinie die Bewegungen hauptsächlich senkrecht verlaufen, nach außen zu dagegen mehr und mehr in die Wagerechte übergehen, ja sogar wieder eine Neigung nach oben aufweisen. Die stärkste Verdichtung tritt in der Mitte ein. Die Schüttung wird immer unhomogener, und die Gesetze der elastischen Druckverteilung verlieren ihre Gültigkeit. Für die Last hat die örtliche Verdichtung eine bleibende Setzung zur Folge. Die Verdichtung infolge der örtlichen Last nimmt von dieser aus nach der Tiefe hin (und natürlich auch nach den Seiten hin) ab, einmal, weil die Verdichtung, wie die Abb. 20 zeigt, sich nicht nur lotrecht nach unten, sondern auch in erheblichem Maße seitlich auswirkt, und zum andern, weil die Schüttung in größerer Tiefe sich nicht so stark verdichten läßt, da sie unter ihrem Eigengewichte schon eine größere Dichte besitzt und da außerdem die Druckspannungen infolge der Last geringer sind als weiter oben. In einer gewissen Entfernung unter der Last werden also durch sie nur noch so geringe Formänderungen hervorgerufen, daß diese nach a) bei Entlastung elastisch wieder zurückgehen.

Man hat sonach unter einer örtlichen Last zwei Bereiche zu unterscheiden:

1. Von der Sohlfläche abwärts lotrecht und schräg nach der Tiefe zu der Bereich des heterogenen Zustandes der Schüttung, in dem das ursprünglich vorhandene, homogene Gefüge durch die Last gestört wird (Störungsbereich).

2. Unterhalb (außerhalb) dieses Störungsbereiches der elastische Bereich, in dem das homogene Gefüge erhalten bleibt und wo nur elastische Formänderungen auftreten.

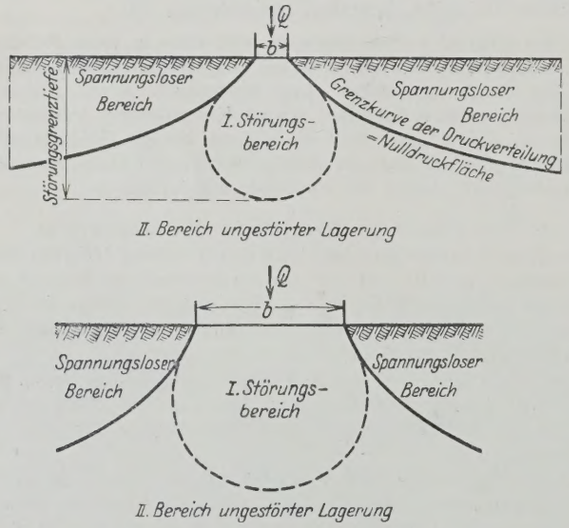


Abb. 21. Schema der drei Bereiche.

Die Erstreckung dieses Störungsbereiches ist noch nicht genau bekannt: Im allgemeinen läßt sich über seine Gestalt an Hand der Darstellung der Isobaren[19]) in Abb. 15 u. 16 folgendes sagen: Der Störungsbereich beginnt am Rande der Last oder ganz dicht dabei; sein Meridianschnitt folgt etwa dem Verlaufe der Isobaren, aber er durchschneidet sie. Denn mit zunehmender Tiefe läßt die Schüttung, wie oben auseinandergesetzt, infolge ihres größeren Eigendruckes auch höhere örtliche Pressungen zu, ehe sie sich unelastisch verhält. Deshalb wird die Begrenzung des Störungsbereiches etwa so verlaufen, wie in Abb. 21 gezeichnet. Welcher Höchstdruck p_{tm} in der Lastachse zulässig ist, das richtet sich nach der Dichte der Schüttung; bei einer dichteren Schüttung rückt die Grenze des Störungsbereiches höher und damit näher an die Sohlfläche der Last heran. Selbstverständlich hängt die Ausdehnung, die „Tiefenlage" des Störungsbereiches auch von der Größe der Sohlflächenpressung p_0 ab: Je größer diese wird, um so größer werden auch die absoluten Spannungswerte in der Schüttung; und die Grenze zwischen elastischem und unelastischem Verhalten der Schüttung hängt selbstverständlich vom Absolutwerte des Druckes an irgend einer Stelle ab. Mit wachsendem Drucke p_0 dehnt sich also der heterogene Bereich aus, die Grenzen des Störungsbereiches rücken weiter von der Last ab.

Bei unseren Versuchen ist für die angewendeten Drücke $p_0 = 0{,}5$ bis 1,0 kg/cm² die Achsentiefe des Störungsbereiches, im folgenden kurz: „Störungsgrenztiefe" genannt, zu $t_1 = 0{,}9$ bis 1,2 m, im Mittel 1,1 m gefunden worden, und zwar nach verschiedenen Verfahren und Beobachtungen; sie stimmt überein mit Angaben von Strohschneider (s. Abschnitt D, c). Auf die kugelartige Gestalt des Störungsbereiches sei hier ausdrücklich hingewiesen; sie ist geeignet, für manche Aufgaben die Grundlage einer rechnerischen Behandlung zu bilden.

Die obigen Formänderungsbetrachtungen erklären die experimentell festgestellte, in dem eingangs erwähnten Aufsatze[19]) mitgeteilte Tatsache der stark ungleichmäßigen Druckverteilung in jeder Niveaufläche der Schüttung.

In geringerer Tiefe unter der Sohlfläche der Last haben die Sandteilchen am Rande der den Druck der Last aufnehmenden wagerechten Fläche in höherem Maße die Möglichkeit, seitwärts (oder nach oben) auszuweichen, und nehmen daher wenig oder gar keinen lotrechten Druck auf, so daß die Mitte der Niveaufläche einen wesentlich höheren Druck bekommt. In größerer Tiefe können die Sandteilchen nicht mehr so leicht seitlich ausweichen, müssen also im Verhältnis mehr von der Gesamtlast aufnehmen, so daß die Mitte selbst weniger belastet wird. Wendet man diesen Gedanken auf die Sohlfläche selbst an, so ergibt sich, daß die Möglichkeit eines Ausweichens der Sandkörner am Rande am größten ist, daß dort also der Bodengegendruck nur sehr gering sein kann, während in der Mitte sich ein hoher Größtwert einstellt.

c) Formänderung durch Gleitung.

Die Formänderungen in den besprochenen ersten beiden Stadien, dem elastischen und dem infolge Verdichtung, verlaufen stetig. Die Setzung der Last geht allmählich vor sich.

Wird die Belastung weiter gesteigert, so tritt dann, wenn die Grenze der Verdichtungsfähigkeit der Schüttung erreicht ist, plötzlich ein Gleiten der dem Belastungskörper benachbarten Sandmassen unter Wellenbildung an der Oberfläche und gründlicher Auflockerung des ganzen Gefüges ein; die Last senkt sich ruckweise.

Dieser Fall kommt für die Praxis selbst schon nicht mehr in Frage. Wenn auch die Tragfähigkeit des Bodens im Gegensatz zum festen Körper noch nicht erschöpft ist, so treten doch Setzungen ein, die für das Bauwerk selbst nicht mehr erträglich sind. Für die Spannungsverteilung, die hier näher untersucht werden soll, kommen also nur die Stadien a und b, elastische Formänderung und Formänderung infolge Verdichtung, in Frage. Dabei ist zu beachten, daß in den der örtlichen Last naheliegenden Punkten hauptsächlich Verdichtung, in den weiter entfernten Punkten dagegen vorwiegend elastische Verschiebungen auftreten; aber beide treten sowohl zeitlich wie räumlich stets zusammen auf.

B. Die bisherigen Annahmen über die Druckverteilung im Boden und ihre Widersprüche.

a) Die bisherigen Druckverteilungsannahmen.

Über die Spannungsverteilung im Boden unter einer Einzellast wird zum Zwecke der praktischen Rechnung heute allgemein die Annahme gemacht, daß sich der Druck auf wagerechte Niveauflächen gleichmäßig verteilt und daß die Grenzlinie der Druckverteilung unter **45°** verläuft. Abb. 22a u. b stellen die heute übliche Annahme dar.

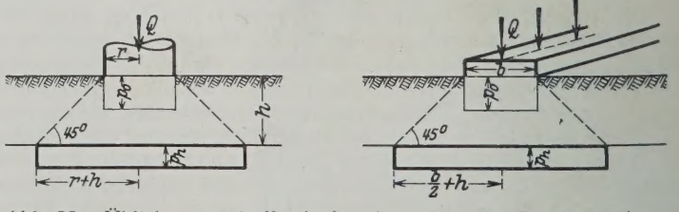


Abb. 22. Übliche, unzutreffende Annahme über die Druckverteilung.

[22]) Vergl. Terzaghi, Erdbaumechanik, S. 231 u. f.

[23]) Aufnahme Fischers u. Wagners. Aus Eng. Record 1916, S. 107. Vergl. hierzu auch die Aufnahme Strohschneiders im Sitzungsberichte der k. Akad. d. Wiss. in Wien, Math.-naturw. Klasse, Bd. 121, Abt. IIa, Febr. 1912, S. 333.

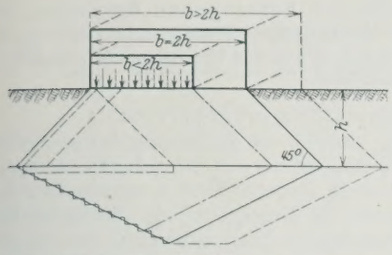


Abb. 23. Druckverteilung unter einem schmalen Streifen. Die Superposition von Rechtecken führt zum Dreieck.

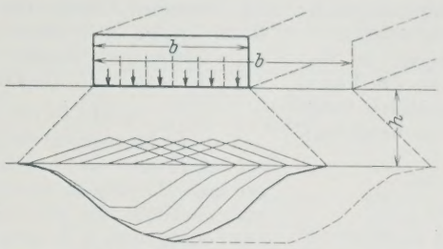


Abb. 24. Druckverteilung unter einer Streifenlast, erhalten durch Superposition von Dreiecken, unter Annahme gleichmäßiger Sohldruckverteilung.

b) Innerer Widerspruch in den bisherigen Annahmen.

Läßt man das Verteilungsgesetz gemäß a) unter einer sehr schmalen (linienförmigen) Streifenlast gelten, setzt man ferner gleichförmigen Sohldruck unter einer etwas breiteren Streifenlast und Gültigkeit geradliniger Superposition der Spannungen voraus, so zeigt Abb. 23, daß das Druckverteilungsdiagramm unter solcher Streifenlast ($b < 2h$) ein Dreieck ist und nicht ein Rechteck sein kann, wie gemäß Abb. 22b bisher angenommen.

c) Die durch Superposition von Dreiecken erhaltene Druckverteilungskurve.

Mit dieser neuen dreieckförmigen Druckverteilungsannahme findet man nun durch abermalige Summation der Dreiecke die Druckverteilungskurven der Abb. 24, die je nach der Breite b in einer bestimmten Tiefe h „glocken-“ oder „schüsselförmige“ Gestalt haben.

d) Vergleich der gewonnenen Ableitungen mit Versuchsergebnissen, bestehende Unstimmigkeiten und ihre Lösung.

Wenn $b > 2h$ gewählt wird, so ergibt sich die in Abb. 25a dargestellte „Schüsselkurve“, wobei der Druck im Mittelteil mit der Breite $\left(\frac{b}{2} - h\right)$ überall gleich p_0 und nie größer als p_0 wird.

Da aber bei allen Versuchen in geringerer Tiefe unter der Sohlfläche der Last stets Drücke gemessen wurden, die größer waren als p_0 (Abb. 25b), so folgt, daß man auch die bisherige Annahme einer gleichförmigen Sohldruckverteilung fallenlassen und sie durch ein Diagramm ungleichförmiger Spannungsverteilung, etwa wie in Abb. 26 durch ein Dreieck oder durch eine Parabel, ersetzen muß. Damit erhält man Spannungskurven, die sich den gemessenen in Form und Maß anpassen.

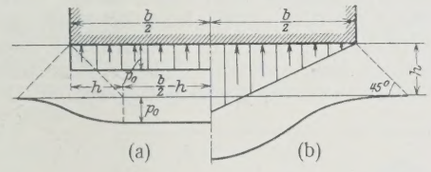


Abb. 25. Theoretische (a) und experimentelle (b) Druckverteilung unter einer Lastfläche.

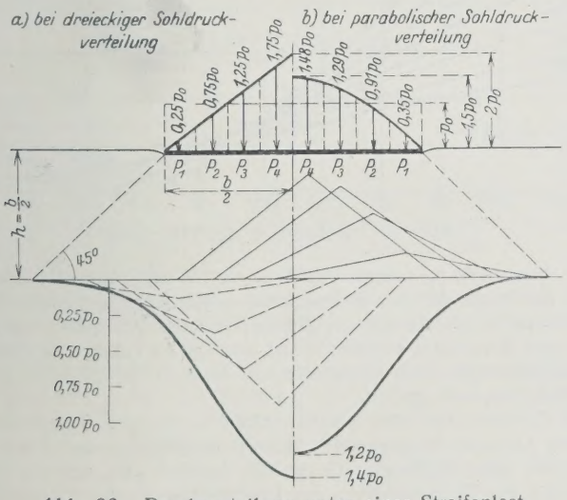


Abb. 26. Druckverteilung unter einer Streifenlast, erhalten durch Superposition von Dreiecken.

Diese elementaren Betrachtungen haben nur den Zweck, in das Problem und in die Fragestellung einzuführen; sie sollen aber auch zeigen, daß man die bisherigen Annahmen als Ausgang der Erörterung beibehalten kann und durch einfache Schlüsse zu qualitativen Ergebnissen und neuen Arbeitshypothesen kommt, die sich für die weiteren Untersuchungen als sehr fruchtbar erweisen. Das gilt besonders von der Annahme einer ungleichförmigen Verteilung der Bodenreaktion über die Lastfläche, wie sie in Abb. 26 dargestellt ist.

C. Ableitung der Druckverteilungskurve mit Hilfe der Kugeltheorie. Die Wahrscheinlichkeitskurve als Druckverteilungsdiagramm.[24])

Ehe auf die strengere Ableitung der Druckverteilungskurve in Anlehnung an die Elastizitätstheorie und im Einklang mit den Versuchsergebnissen eingegangen wird, sei noch kurz auf eine andere Ableitung hingewiesen: Man nimmt an, die Sandschüttung bestehe aus lauter gleich großen Kugeln, die in sehr dichter oder der dichtesten Lagerung geschüttet sind.

Die Kugeltheorie ist so alt wie die Erddruckforschung selbst (vergl. [24]) Punkt 1); trotzdem treten auch heute noch Forscher mit ihr als etwas ganz neuem auf; die wichtigsten Literaturquellen sind unter [24]) aufgeführt; weitere Quellen sind in ihnen enthalten. Die Walzentheorie stellt eine weitere Vereinfachung der Kugeltheorie dar (vergl. [24]) Punkt 3 und 6) und kann nur als dürftiger Behelf angesehen werden. Trotzdem führen beide Theorien zu qualitativ befriedigenden Ergebnissen.

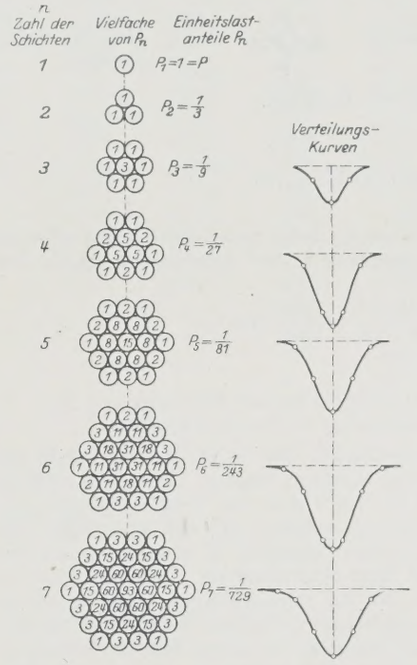


Abb. 27. Qualitative Ableitung der Druckverteilungskurve nach der Kugeltheorie.

Nimmt man die Stützung der Kugeln so an, daß ein Element seinen Druck stets gleichmäßig auf drei darunterliegende überträgt, die Kugeln in dichtester Lagerung aufgebaut sind und die wagerechten Komponenten vernachlässigt werden, so ergibt sich ein Verteilungsschema wie in Abb. 27. Beträgt der Druck auf die oberste Kugel P, so beträgt die Einheit des Lastanteiles in der n-ten Schicht $\frac{P}{3^{n-1}}$. Diese Einheit gilt für die Kugeln an den äußersten Ecken der vom Druck getroffenen Fläche. Die weiter nach innen liegenden Kugeln erhalten ein Vielfaches von dieser Einheit; die entsprechenden Vielfachen sind in den Kreisen der Abb. 27 eingeschrieben. Es ergeben sich tatsächlich „Glockenkurven“, wie sie die Versuche auch geliefert haben.

Auf ähnliche Weise haben die Amerikaner (vergl. [24]) Punkt 3) einen Zusammenhang zwischen der Druckverteilungskurve unter Linienlasten und der Wahrscheinlichkeitskurve hergestellt. Sie haben durch experimentelle Bestimmung der Konstanten k in der Formel

$$p = \frac{k\, p_0}{\sqrt{\pi}} \cdot e^{-k^2 x^2}$$

[24]) Literatur über Kugel- und Walzentheorie.

1. Couplet, De la poussée des terres contre leurs revestements et la force, qu'on leur doit opposer. Histoire de l'académie royale des sciences. Paris 1726, 1727, 1728. — Vergl. Kötter, Die Entwicklung der Lehre vom Erddruck. Jahresbericht der Deutschen Mathematiker-Vereinigung, 2. Bd. (1891/92), S. 81/82.

2. Skibinski, Das Gleichgewicht des rolligen Materials. Österr. Wochenschrift f. d. öff. Baudienst 1916, S. 701/11/27 ff., 1917, S. 296/309.

3. Proceedings, Am. Soc. Civ. Eng., Second Progress Report of the Special Committee to report on Stresses in Railroad Track. Pap. a. Disc. 1920, S. 251 ff.

4. Wierzbicki, Eine neue Hypothese über das Wesen und die Berechnungsart des aktiven Erddruckes. Der Bauingenieur 1922, Heft 18, S. 549 ff.

5. Burmester, Geometrische Untersuchung der Theorie der Bewegung des Grundwassers im Gerölle und der Wasserfilterung durch Sand. Zeitschr. f. angew. Mathematik u. Mechanik, Bd. 4 (1924), Heft 1.

6. Petersen, Grenzzustände des Erddruckes auf Stützmauern. Der Bauingenieur 1925, Heft 13, S. 486.

eine Erfahrungsformel gewonneu, mit der sie die Druckverteilung unter Eisenbahnschwellen im Sande hinreichend genau ausdrücken konnten.

So zweckmäßig derartige empirische Formeln sein mögen, um Versuchsergebnisse mathematisch zu formulieren, einen Wert für die Weiterbildung der Theorie und Klärung des ganzen Fragenkomplexes haben sie nicht, sondern sind auf Sonderfälle in engsten Grenzen beschränkt.

D. Die Spannungsermittlung unter Punktlasten.

a) Die Formeln für elastische Körper.

α) Die Art der Spannungsverteilung in einem unendlich ausgedehnten elastischen Körper, der durch eine „punktförmige" Einzellast beansprucht wird, ist durch die Gleichung von Boussinesq dargestellt. Diese mit Hilfe der Potentialfunktion abgeleiteten Gleichungen findet man z. B. in Föppls Vorlesungen.[25]) Mit den Bezeichnungen der Abb. 28 betragen die lotrechten Normalspannungen

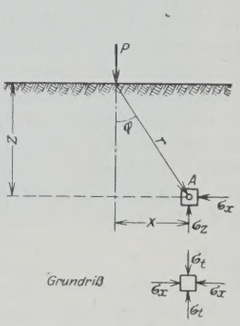


Abb. 28. Punktlast.

(1) $$\sigma_z = \frac{3P}{2\pi} \cdot \frac{z^3}{r^5} = \frac{3P}{2\pi z^2} \cdot \cos^5 \varphi;$$

über σ_x, σ_t und τ siehe [25]).

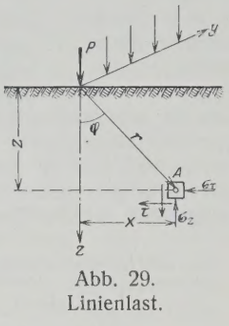


Abb. 29. Linienlast.

β) Die elastische Druckverteilung unter einer Linienlast (ebenes Problem) hat E. Melan[26]) behandelt. Mit den Bezeichnungen der Abb. 29 wird:

(2) $$\sigma_z = \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^4} = \frac{2P}{\pi z} \cdot \cos^4 \varphi;$$

über σ_x und τ siehe [26]).

b) Die Anwendbarkeit vorstehender Formeln auf die Spannungsermittlung in Schüttungen.

Schon Boussinesq hat angedeutet, daß seine Formeln auch auf Schüttungen angewendet werden können, solange diese sich elastisch verhalten. Auch sonst sind die auf Grund der Elastizitätstheorie abgeleiteten Formeln in der Literatur mehrfach als auf Schüttungen anwendbar hingestellt worden.[27]) Ihre Gültigkeit ist aber nicht oder nur sehr bedingt vorhanden und ihre bedingungslose Annahme kann zu Rechnungsergebnissen führen, die im offensichtlichen Widerspruch, ja Gegensatz zu den Versuchsergebnissen und zur Wirklichkeit stehen. Diese Widersprüche ergeben sich besonders im oberen Teile der Schüttung, die sich hier ganz anders verhält als ein fester Körper. Bei der Schüttung trägt nur der Tragkörper, der durch die „Grenzkurve" der Druckverteilung (Nulldruckfläche) begrenzt ist und dessen Breite sich wahrscheinlich in gewisser Tiefe ins Unendliche erstreckt, vergl. das Schema der Abb. 21. Die außerhalb liegenden Teile tragen nicht mit, während sie beim festen Körper durch ihre schub- und zugfeste Verbindung mit dem Tragkörper erheblich teilnehmen. Gerade die Möglichkeit der vollkommenen statischen Loslösung des Tragkörpers von der darüberliegenden Schüttung ist kennzeichnend für die Schüttung im Gegensatz zum festen Körper. Beim festen Körper wirkt sich eine örtliche Belastung auch in geringer Tiefe theoretisch stets auf eine unendlich große Breite aus, während diese bei der Schüttung sehr beschränkt ist (Grenzkurve des Druckes, Nulldruckfläche). Höchstens könnten die Formeln von Boussinesq gelten im elastischen Bereich, also außerhalb des heterogenen, unelastischen Störungsbereiches, wo die Pressungen und die Ausweichmöglichkeiten des Sandes so gering sind, daß sein Gefüge homogen bleibt und er sich nahezu wie ein fester Körper verhält. Vergl. hierzu die ausführlichen Darlegungen im Abschnitt A, b über die Gestalt der Grenzfläche des Störungsbereiches. Innerhalb desselben gelten die Formeln von Boussinesq nicht.

Doch auch außerhalb ist ihre Gültigkeit nur eine näherungsweise Annahme. Denn dadurch, daß zwischen der Last und dem homogenen Bereiche eine heterogene Schicht eingeschaltet ist, kann das Spannungsbild Änderungen erleiden. Die Versuche[19]) haben aber gezeigt, daß die Abweichungen so gering sind, daß sie im allgemeinen vernachlässigt werden dürfen. Die Gültigkeit der Formeln 1 und 2 für die Verteilung der lotrechten Drücke außerhalb des heterogenen Bereiches im Boden infolge einer punkt- oder linienförmigen Einzellast ist daher nicht nur wahrscheinlich, sondern hat sich auch aus den Versuchen als vorhanden oder als berechtigte Annahme erwiesen.

c) Die Formeln für den Störungsbereich.

α) Der Eigenart der Schüttung, nämlich daß die Druckverteilungsbreite auf den „Tragkörper" beschränkt bleibt, hat Strohschneider[23]) Rechnung getragen. Er entwickelte seine Formeln, ausgehend von denen Boussinesqs, berücksichtigte aber den Grenzwinkel der Druckverteilung. Sie gelten für den heterogenen, d. h. unelastischen Bereich (Störungsbereich); über diesen siehe Abschnitt A, b und Abb. 21. Sie gelten aber auch nur so weit nach oben hin, als die Last noch als „punktförmig" angesehen werden darf; über diese Grenze siehe später. Unter der Annahme geradliniger Druckfortpflanzung gehen vom Angriffspunkte der Last in der Fahrstrahlrichtung φ die Drücke

(3) $$\sigma_r = \frac{3P}{2\pi r^2} \cos^2 \varphi$$

aus, wenn die Schüttung homogen ist. Zum Zwecke der Anpassung an seine Versuchsergebnisse ersetzte Strohschneider jedoch $\cos^2 \varphi$ durch $\cos \varphi \cdot (\cos \varphi - \cot \varphi_0 \sin \varphi)$, wodurch die Hauptdrücke bereits bei einer Fahrstrahlrichtung $\varphi = \varphi_0$ zu Null werden. Die Gleichung für die lotrechte Komponente des Druckes in der Tiefe z unter der Oberfläche lautet dann, entsprechend Abb. 30:

(4) $$\sigma_z = \frac{3}{2\pi} \cdot \frac{P}{z^2} \cdot \frac{(\cos \varphi - \cot \varphi_0 \sin \varphi) \cos^4 \varphi}{1 - \cos \varphi_0} = k \cdot \frac{P}{z^2}.$$

Diese Gleichung geht natürlich für $\varphi_0 = 90°$ wieder in die Boussinesq-Formel 1 über.

Den Grenzwinkel φ_0 gibt Strohschneider unmittelbar unter der Belastungsfläche mit 50 bis 60° an und nimmt von 1 m Tiefe abwärts elastisches Verhalten an. Da sich seine Versuche nur auf wenige Zentimeter Tiefe erstrecken, konnte er natürlich die genauere Gestalt der Grenzkurve nicht ermitteln. Leider haben auch die Amerikaner — was übrigens in der Apparatur begründet ist — auf die Untersuchung der „Böschungslinie des widerstandsfähigen Kernes" keinen Wert gelegt, so daß wir uns veranlaßt sahen, der Grenze der Druckverteilung bei den eigenen Versuchen besondere Aufmerksamkeit zu widmen. Auf Grund der zahlreichen, im ersten Aufsatz[19]) näher beschriebenen Versuche haben wir die dort zusammengestellten Grenzwinkel für die verschiedenen Sandtiefen erhalten. Dabei hat sich mit ziemlicher Sicherheit gezeigt, daß der Grenzwinkel unabhängig von der Belastungs- und Grundflächengröße war, solange kein Auftrieb eintrat, daß er jedoch in sehr lockerem Sande kleiner ist als im dichter gelagerten.

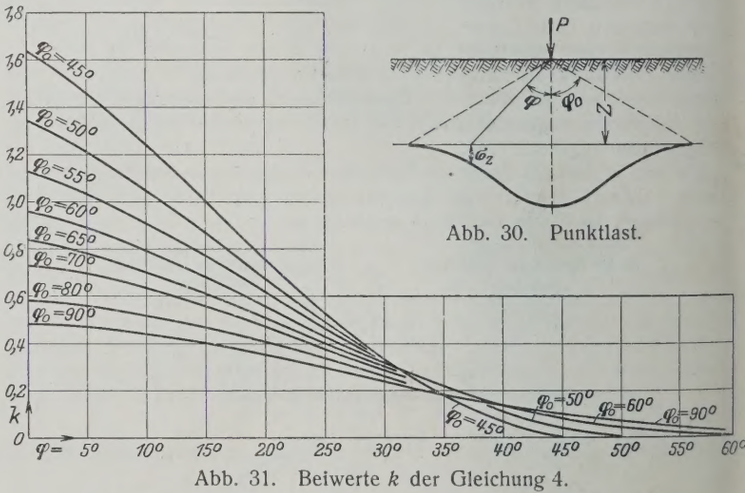


Abb. 31. Beiwerte k der Gleichung 4.

Abb. 30. Punktlast.

Als Grenztiefe t_1 (vergl. Abschnitt A, b und Abb. 21) erscheinen 110 cm, ein Wert, der mit Strohschneiders Rechnung gut übereinstimmt. Da die Versuche Goldbecks in 122 cm Tiefe ziemlich genau Verteilungskurven nach Boussinesq ergeben haben, so kann im Rahmen der bisherigen Versuchserfahrungen eine Grenztiefe von etwa 1,0 bis 1,2 m als in erster Annäherung erwiesen gelten.

Die Grenzkurve des Nulldruckes ist in Abb. 8 und 13 bis 16 des ersten Aufsatzes[19]) dargestellt. Sie erhebt keinen Anspruch auf völlige Genauigkeit oder allgemeine Gültigkeit, sondern gibt nur ein Bild von der Gestalt der Böschungslinie des Druckkernes in einer Sandschüttung. Mit ihrer Hilfe kann jedoch für jede Tiefe die Größe des Grenzwinkels φ_0 in der Gl. 4 leicht eingesetzt werden, womit diese Formel erst zu einer brauchbaren Grundlage für weitere Rechnungen wird. Um ihre Anwendung zu erleichtern, ist sie in Gl. 4 in der Form

$$\sigma_z = k \cdot \frac{P}{z^2}$$

[25]) Leipzig 1907. Bd. V, S. 229.
[26]) Beton u. Eisen 1919, S. 83 bis 85.
[27]) a) Föppl, Vorlesungen, Bd. V, Leipzig 1907; b) Terzaghi, Erdbaumechanik, Leipzig 1925; c) Pap. a. Disc., Am. Soc. Civ. Eng. 1922; d) Schleicher, Der Bauingenieur 1926, Heft 48 u. 50.

Zahlentafel 1. Beiwerte k und n der Gleichungen 4 und 5.

φ in °	$\varphi_0 = 40°$	45°	50°	55°	60°	65°	70°	75°	80°	85°	$90° = \varphi_0$	φ in °
0	$k = 2{,}042$	1,632	1,337	1,122	0,957	0,828	0,726	0,645	0,579	0,524	$0{,}478 = k$	0
	$n = 1{,}433$	*1,275*	*1,146*	*1,042*	*0,957*	*0,882*	*0,817*	*0,764*	*0,718*	*0,676*	*$0{,}636 = n$*	
5	$k = 1{,}790$	1,458	1,211	1,033	0,891	0,777	0,688	0,616	0,558	0,509	$0{,}468 = k$	5
	$n = 1{,}262$	*1,140*	*1,042*	*0,964*	*0,894*	*0,831*	*0,777*	*0,733*	*0,695*	*0,660*	*$0{,}624 = n$*	
10	$k = 1{,}493$	1,244	1,055	0,912	0,798	0,705	0,630	0,569	0,520	0,478	$0{,}443 = k$	10
	$n = 1{,}064$	*0,987*	*0,918*	*0,860*	*0,810*	*0,763*	*0,720*	*0,684*	*0,655*	*0,627*	*$0{,}598 = n$*	
15	$k = 1{,}169$	1,002	0,871	0,767	0,679	0,608	0,552	0,504	0,463	0,430	$0{,}403 = k$	15
	$n = 0{,}850$	*0,811*	*0,772*	*0,738*	*0,703*	*0,671*	*0,643*	*0,618*	*0,594*	*0,575*	*$0{,}555 = n$*	
20	$k = 0{,}847$	0,762	0,681	0,614	0,556	0,504	0,464	0,427	0,398	0,372	$0{,}351 = k$	20
	$n = 0{,}633$	*0,633*	*0,621*	*0,607*	*0,592*	*0,571*	*0,556*	*0,538*	*0,526*	*0,511*	*$0{,}497 = n$*	
25	$k = 0{,}551$	0,531	0,497	0,457	0,427	0,396	0,368	0,344	0,324	0,306	$0{,}292 = k$	25
	$n = 0{,}427$	*0,458*	*0,466*	*0,469*	*0,471*	*0,466*	*0,457*	*0,450*	*0,444*	*0,436*	*$0{,}428 = n$*	
30	$k = 0{,}310$	0,336	0,336	0,327	0,311	0,294	0,280	0,266	0,254	0,243	$0{,}233 = k$	30
	$n = 0{,}252$	*0,291*	*0,333*	*0,351*	*0,359*	*0,361*	*0,364*	*0,364*	*0,364*	*0,363*	*$0{,}358 = n$*	
35	$k = 0{,}122$	0,180	0,203	0,211	0,210	0,206	0,199	0,193	0,187	0,181	$0{,}176 = k$	35
	$n = 0{,}105$	*0,172*	*0,212*	*0,239*	*0,256*	*0,267*	*0,273*	*0,280*	*0,283*	*0,286*	*$0{,}286 = n$*	
40	$k = 0$	0,069	0,104	0,122	0,130	0,134	0,134	0,132	0,130	0,128	$0{,}126 = k$	40
	$n = 0$	*0,071*	*0,122*	*0,148*	*0,170*	*0,187*	*0,194*	*0,204*	*0,210*	*0,215*	*$0{,}217 = n$*	
		0	0,037	0,060	0,072	0,078	0,082	0,083	0,084	0,085	$0{,}085 = k$	45
		0	*0,045*	*0,079*	*0,102*	*0,117*	*0,130*	*0,139*	*0,147*	*0,156*	*$0{,}160 = n$*	
			0	0,020	0,033	0,041	0,045	0,048	0,050	0,052	$0{,}053 = k$	50
			0	*0,029*	*0,051*	*0,068*	*0,079*	*0,089*	*0,096*	*0,104*	*$0{,}110 = n$*	
				0	0,011	0,017	0,022	0,025	0,027	0,029	$0{,}030 = k$	55
				0	*0,019*	*0,031*	*0,044*	*0,052*	*0,059*	*0,065*	*$0{,}070 = n$*	
					0	0,005	0,009	0,011	0,013	0,014	$0{,}015 = k$	60
					0	*0,010*	*0,020*	*0,026*	*0,032*	*0,036*	*$0{,}040 = n$*	
						0	0,002	0,004	0,005	0,006	$0{,}007 = k$	65
						0	*0,005*	*0,011*	*0,014*	*0,019*	*$0{,}020 = n$*	
							0	0,001	0,001	0,002	$0{,}003 = k$	70
							0	*0,003*	*0,003*	*0,009*	*$0{,}011 = n$*	
								0	0,000	0,000	$0{,}000 = k$	75
								0	*0,000*	*0,000*	*$0{,}000 = n$*	
									0	0,000	$0{,}000 = k$	80
									0	*0,000*	*$0{,}000 = n$*	
										0	$0{,}000 = k$	85
										0	*$0{,}000 = n$*	
											$0 = k$	90
											$0 = n$	

geschrieben und der Wert k für verschiedene Werte von $\varphi_0 = 40°$ bis $\varphi_0 = 90°$ und für $\varphi = 0$ bis $\varphi = \varphi_0$ in Zahlentafel 1 angegeben und in Abb. 31 graphisch aufgetragen worden. Mit ihrer Hilfe kann die Druckverteilung unter einer Punkt-Einzellast einfach, rasch und mit für praktische Zwecke hinreichender Genauigkeit ermittelt werden.

β) In derselben Weise, wie vorstehend, kann man auch für eine „Linienlast" eine Formel gewinnen, die die wirkliche Verteilungsbreite des Druckes in einer Schüttung berücksichtigt und damit genau wie die von Strohschneider für den Störungsbereich gilt.

Legt man die Gl. 2 zugrunde und ersetzt wiederum $\cos^2\varphi$ durch $(\cos\varphi - \operatorname{ctg}\varphi_0 \cdot \sin\varphi)\cos\varphi$, so wird

$$\sigma_z = \frac{2\,\alpha\,P}{\pi\,z}(\cos\varphi - \operatorname{ctg}\varphi_0 \cdot \sin\varphi)\cos^3\varphi.$$

Da durch die vorgenommene Umformung der Gl. 2 die Verteilungsbreite des Druckes eingeschränkt wird und da die Summe aller lotrechten Drücke auch auf die neue Verteilungsbreite den Wert P ergeben muß, so ist in der vorstehenden Gleichung der zugefügte Wert α so zu bestimmen, daß diese Bedingung erfüllt wird. Es ist deshalb zu setzen:

$$P = \int_0^{z\operatorname{tg}\varphi_0} \sigma_z\, d\,x.$$

Vergl. hierzu Abb. 29 u. 30; es gilt dort:

$$x = z\operatorname{tg}\varphi, \text{ also } d\,x = z \cdot \frac{1}{\cos^2\varphi} \cdot d\,\varphi$$

und damit

$$P = \frac{4\,\alpha\,P}{\pi\,z}\int_0^{\varphi_0}(\cos\varphi - \operatorname{ctg}\varphi_0 \cdot \sin\varphi)\cos\varphi\, d\,\varphi.$$

Die einfache Ausrechnung ergibt $\alpha = \dfrac{\pi}{2\,\varphi_0}$ und damit

$$\sigma_z = \frac{P}{z\,\varphi_0}(\cos\varphi - \operatorname{ctg}\varphi_0 \cdot \sin\varphi)\cos^3\varphi = n \cdot \frac{P}{z}. \tag{5}$$

Auch die Beiwerte n sind in Zahlentafel 1 mit enthalten; für sie gilt dasselbe wie für die k. Es ist zu beachten, daß P hier die Belastung für die Längeneinheit bedeutet.

Damit ist die Druckverteilung unter Punkt- und Linienlasten für alle Tiefen bekannt. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Knickversuche mit Bauholz.

Von **Otto Graf.**

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Zur zuverlässigen Beurteilung des Widerstandes gegen Knickung von Druckgliedern in Holzbauwerken muß u. a. bekannt sein

a) die Elastizität des Holzes,
b) inwieweit die wirkliche Knicklast der Holzstäbe von der nach Euler oder nach anderen Beziehungen berechneten abweicht, und hierzu
c) die Abhängigkeit der Knicklast von der Beschaffenheit des Holzes (Veränderlichkeit der Elastizität des Holzes über den Querschnitt und die Länge des Holzes, Einfluß des Faserverlaufs, der Äste, der Schwindspannungen, der Schwindrisse usf.),
d) die Abhängigkeit der Knicklast von der Bauart der Stütze (Vollholz, gegliederte Stütze),
e) die Abhängigkeit der Knicklast von der Art der Übertragung der Last an den Enden der Stütze usf.

Durch die Hilfe der Notgemeinschaft der deutschen Wissenschaft und durch Sachlieferungen der Firma Karl Kübler A.-G., Stuttgart, konnte der Verfasser im Jahre 1925 Versuche aufnehmen, die zu den Aufgaben a bis e gehören. Im folgenden wird zunächst über Versuche berichtet, die im wesentlichen a und b betreffen. Zu d folgt ein besonderer Bericht. Ältere Versuche, die hierher gehören, sind mitbehandelt.

1. Knickversuche mit Stäben von 3 × 6 cm Querschnitt.[1])

Verwendet wurde astfreies und geradwüchsiges Fichtenholz, das mehrere Jahre in einem trockenen Raum gelagert war.[2]) Die Dehnungszahl des Holzes ist durch Biegungsversuche zu $^1/_{130\,000}$ ermittelt worden. Die Stirnflächen der Stäbe waren sorgfältig eben (senkrecht zur Stabachse) bearbeitet. Die Stäbe wurden zwischen Stahlplatten eingebaut, die sich gegen Stahlkugeln stützten.[3])

[1]) Durchgeführt in den Jahren 1924 bis 1927 mit Studierenden des Bauingenieurwesens im Unterricht für Baustofflehre und Materialprüfung. Die Veränderlichkeit des Druckwiderstandes mit der Länge der Stäbe kann mit Holz besonders anschaulich gezeigt werden.

[2]) Über einen Teil dieser Versuchsergebnisse ist bereits im Bau ingenieur 1925, S. 677 und 678, berichtet worden.

[3]) Ähnlich wie in der späteren Abb. 4 dargestellt (vergl. auch Bauingenieur 1926, S. 277).

Über die Ergebnisse gibt Abb. 1 Auskunft. Zu den Werten $l_k : i$ (l_k = Knicklänge zwischen den Stützkugeln gemessen, i = Trägheitshalbmesser = $\sqrt{\frac{J_{min}}{f}}$) sind die Werte $K = P_{max} : f$ aufgetragen (P_{max} = Höchstlast, f = Stabquerschnitt). Abb. 1 zeigt die Höchstlasten der Stäbe. Bei Stäben, für die $l_k : i$ über etwa 50 liegt, blieb die Höchstlast meist unter der Last, die sich nach Euler mit der Dehnungszahl $\alpha = 1/130\,000$ ergibt.

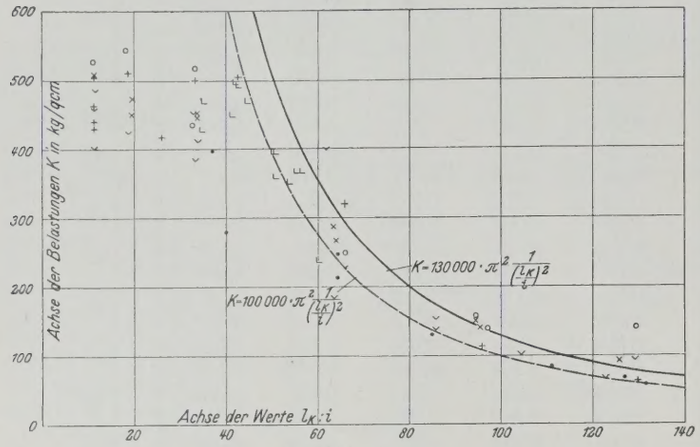


Abb. 1.

Die wirkliche Widerstandsfähigkeit war somit in der Regel kleiner als der Rechnungswert, dem die durch Vorversuche beobachtete Biegungselastizität des Stabes (hier $1/130\,000$) zugrunde liegt. Die Versuchswerte lassen sich nach unten in der Hauptsache durch die Kurve umgrenzen, die sich nach Euler mit $\alpha = 1/100\,000$ ergibt. Hiernach ist der Knickwiderstand von gutem, astlosem Fichtenholz unter den geschilderten Verhältnissen um etwa $1/4$ kleiner ausgefallen, als ihn die Rechnung liefert, die gleichartiges Material im gesamten Holzstab (hier $\alpha = 1/130\,000$) voraussetzt.

2. Elastizität verschiedener Hölzer.

In Abb. 2 sind die Elastizitätszahlen zahlreicher Hölzer in Beziehung zu ihrem Raumgewicht eingetragen.[4]) Alle Werte gehören zu lufttrockenen, astfreien Hölzern.

Abb. 2 zeigt, daß die Dehnungszahl der Hölzer in weiten Grenzen schwankt, z. B. für Nadelholz zwischen rd. $1/70\,000$ und $1/200\,000$. Für die vorliegenden Aufgaben ergibt sich aus dieser Feststellung, daß die Durchführung von Knickversuchen von der Ermittlung der Elastizität des Versuchsstabs begleitet sein muß, wenn die wirkliche und die rechnerische Knicklast in Vergleich gestellt werden sollen. Handelt es sich um schlanke Stäbe, so kommt die Bestimmung der Elastizität durch Biegungsversuche in Betracht.

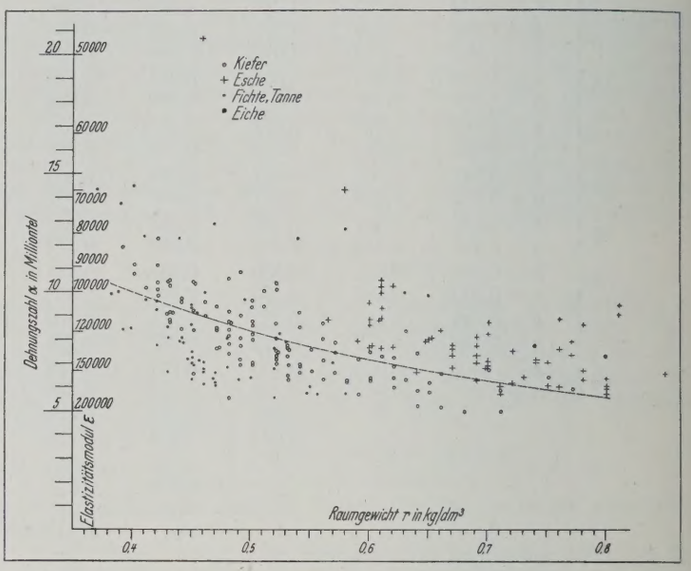


Abb. 2.

[4]) Aus Stuttgarter Versuchen. Über die bis 1921 ausgeführten Versuche vergl. R. Baumann, Heft 231 der Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Ingenieurwesens. — Die in Abb. 2 eingetragene Kurve folgt der Näherungsgleichung $E = 200000\ (r + 1)$, worin E das Elastizitätsmaß und r das Raumgewicht des lufttrockenen Holzes; die Gleichung ist für rohe Schätzungen bestimmt.

Zusammenstellung 1.

Stab Nr.	Versuch Nr.	Bauart nach Abb.	Stablänge l cm	Knicklänge l_k cm	Querschnitt F cm²	Trägheitsmoment J cm⁴	Schlankheitsgrad λ	Krümmung des Stabes vor dem Versuch[1]) in Richtung a mm	Krümmung des Stabes vor dem Versuch[1]) in Richtung b mm	Exzentrizität an den Stabenden e mm	Knicklast nach Euler $P_k = \frac{\pi^2 J}{\alpha l_k^2}$[3]) kg	Höchstbelastung beim Versuch P kg	Höchstbelastung beim Versuch σ kg/cm²	Bewegung der Stabmitte vergl. Abb.	Richtung, in der der Stab ausknickte	$J:\alpha$ beim Biegeversuch	Knicklast nach Euler mit $\frac{J}{\alpha}$ aus Spalte 16 kg	$\frac{P \text{ (Spalte 12)}}{P \text{ (Spalte 17)}}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9		10	11	12	13	14	15	16	17	18
6	1	4	589,7	608,2	325,8	$J_{min} = 8797$	117	+ 4	— 6	0	23 500	20 000	61	9	+ a	$1020 \cdot 10^6$	27 200	0,74
	2	4	„	„	„	„	„	—	—	$-a = 2;\ +b = 2$	„	22 000	67		+ a			0,81
	3	4	„	„	„	„	„	—	—	$-a = 4;\ +b = 3$	„	24 950	77		+ b			0,92
	4	4	„	„	„	„	„	—	—	0	„	22 750	70		+ a			0,84
	5	5	453,6	472,1	325,8	$J_{min} = 8797$	91	+ 4	— 4	0	39 100[4])	32 600	100		+ a		45 200[4])	0,72[4])
	6	5	„	„	„	„	„	—	—	$-a = 3;\ +b = 1$	„	35 000	107		+ a			0,77[4])
	7	5	„	„	„	„	„	—	—	$-a = 5;\ +b = 2$	„	33 000	101		+ a			0,73[4])
	8[2])	6	„	„				—	—	0		18 300			+ a			
	9[2])	7	„	„				— 2	— 2	0		32 500			— a			
	10[2])	8	„	„				— 2	— 2	0		25 700			+ a			
7	1	4	503,8	522,3	325,8	$J_{min} = 8797$	100	— 2	— 4	0	31 800	29 500	90	10	— b	$960 \cdot 10^6$	34 700	0,85
	2		„	„	„	„	„	—	—	$+b = 2$	„	30 400	93		— b			0,88
	3		„	„	„	„	„	—	—	$+b = 4$	„	31 500	97		— b			0,91
	4		„	„	„	„	„	—	—	$+b = 6$	„	33 450	103		— b			0,96
8	1	4	544,0	562,5	216,0	$J_{min} = 3891$	133	— 3	+ 4	0	12 100	10 900	50	11	+ b	$400 \cdot 10^6$	12 500	0,87
	2		„	„	„	„	„	—	—	$+a = 2;\ -b = 4$	„	11 300	52		— b			0,90
	3		„	„	„	„	„	—	—	$+a = 1;\ -b = 3$	„	12 300	57		— b			0,98
9	1	4	544,8	563,3	216,0	$J_{min} = 3891$	133	— 1	— 8	0	12 100	10 800	50	12	— a	$420 \cdot 10^6$	13 100	0,82
	2		„	„	„	„	„			$+a = 2$	„	11 200	52		+ b			0,85
	3		„	„	„	„	„			$+a = 1;\ -b = 1$	„	11 450	53		+ a			0,87
	4		„	„	„	„	„			$a = 0;\ -b = 1$	„	11 850	55		— b			0,90
10	1	4	544,2	562,7	215,0	$J_{min} = 3812$	134	— 2	— 11	0	11 900	8 000	37		— b	$360 \cdot 10^6$	11 200	0,71
	2		„	„	„	„	„			$+b = 5$	„	8 500	40		— b			0,76
	3		„	„	„	„	„			$+b = 8$	„	9 300	43		— b			0,83
	4		„	„	„	„	„			$+a = 1;\ +b = 12$	„	10 700	50		— b			0,96
	5		„	„	„	„	„			$+a = 1;\ +b = 15$	„	10 250	48		+ b			0,92
	6		„	„	„	„	„			$+a = 1;\ +b = 13$	„	10 600	49		+ b			0,95

[1]) Die Krümmung des Stabes wurde vor dem Versuch unter $P = 500$ kg festgestellt. — [2]) Verschraubte Hölzer vergl. Abb. 6 bis 8. — [3]) $\alpha = 1/100\,000$. — [4]) Hier ist zu beachten, daß λ kleiner als 100 war.

3. Knickversuche mit 5 Stäben von rd. 18 × 18 cm, bezw. rd. 15 × 15 cm Querschnitt.[5])

Verwendet wurde lufttrockenes Bauholz (Kiefernholz) gewöhnlicher Beschaffenheit.

Zusammenstellung 1 gibt über die Abmessungen der Probekörper und über die Versuchsergebnisse Auskunft. Die Ergebnisse der Elastizitätsversuche sind in Abb. 3 dargestellt (vergl. auch Spalte 16 der Zusammenstellung 1).

Alle Stäbe wurden zunächst derart in die Prüfmaschine gestellt, daß der geometrische Schwerpunkt der Stirnflächen in der Mitte der Druckplatten lag, vergl. Abb. 4. Die Belastung wirkte also zunächst geometrisch-zentrisch.

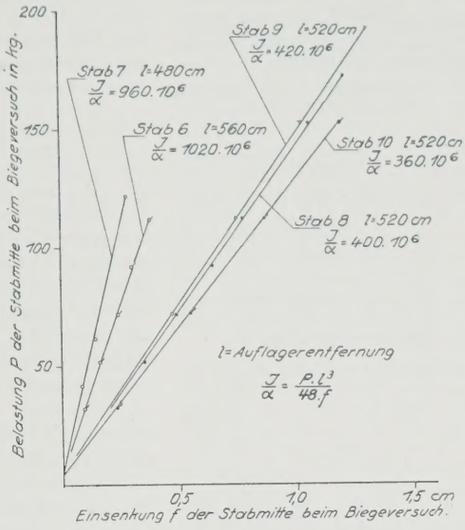
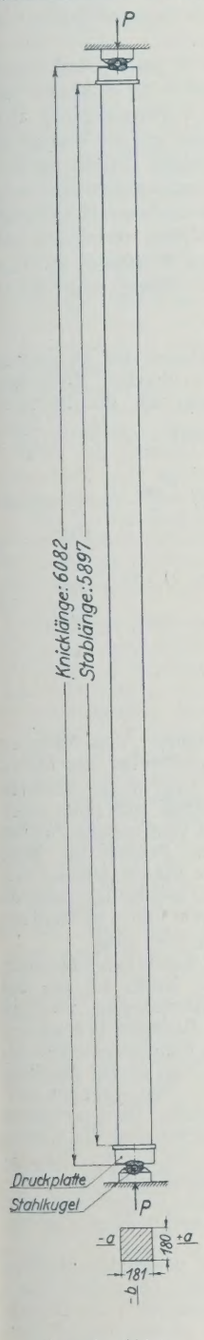


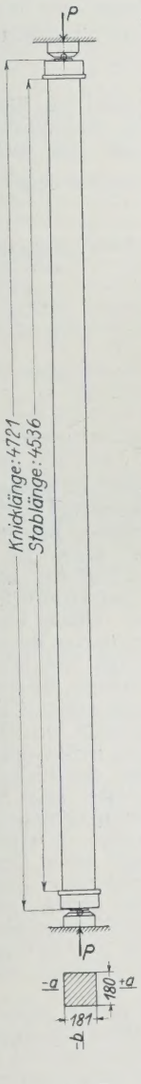
Abb. 3.



Stab 6.

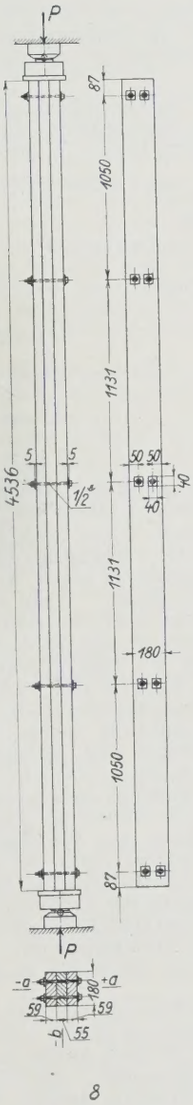
Versuch: 1 bis 4

Abb. 4.



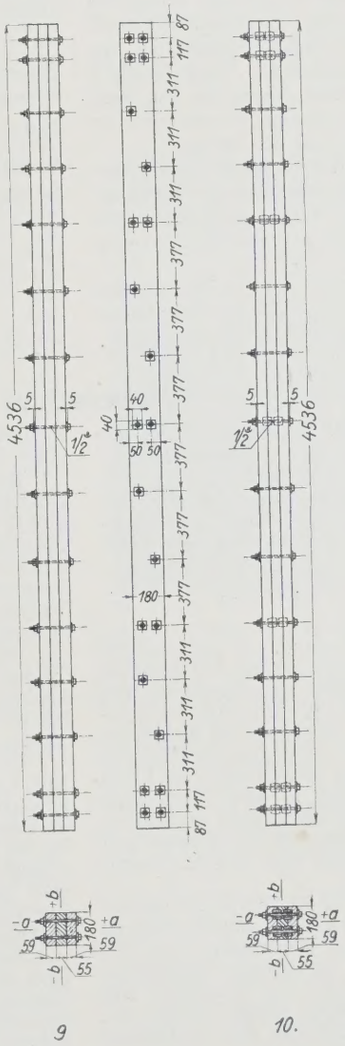
5 bis 7

Abb. 5.



8

Abb. 6.

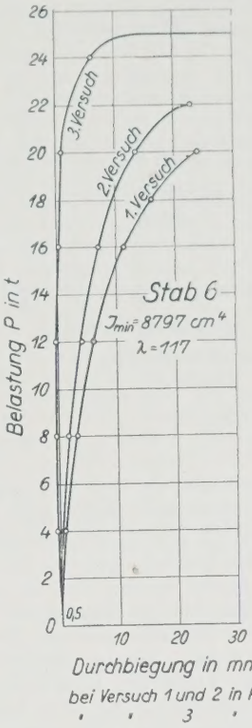


9

Abb. 7.

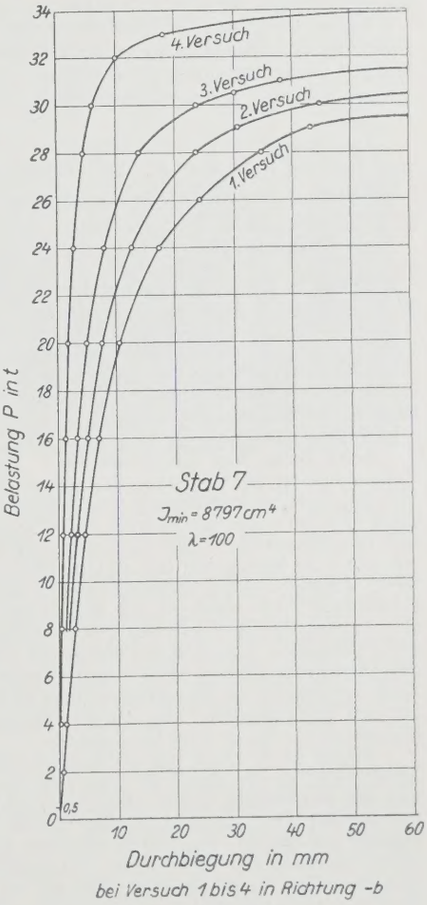
10.

Abb. 8.



bei Versuch 1 und 2 in Richtung +a
" " 3 " " +b

Abb. 9.



bei Versuch 1 bis 4 in Richtung -b

Abb. 10.

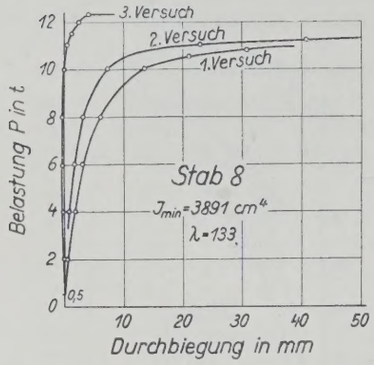
Die Knicklast, die sich bei dieser Anordnung einstellte, betrug

beim Stab	6,	Versuch	1,	Abb.	4,	das	0,74 fache
„ „	6,	„	4,	„	4,	„	0,84 „
„ „	6,	„	5,	„	5,	„	0,72 „
„ „	7,	„	1,			„	0,85 „
„ „	8,	„	1,			„	0,87 „
„ „	9,	„	1,			„	0,82 „
„ „	10,	„	1,			„	0,71 „

der Last, die sich mit der Eulergleichung ergibt, wenn die Elastizität des Holzes nach dem Ergebnis des Biegeversuches eingeführt wird.[6]) Die wirkliche Knicklast blieb hiernach um 13 bis 29 % hinter der rechnungsmäßig ermittelten Knicklast zurück (vergl. Spalten 12 und 16 bis 18 der Zusammenstellung 1).

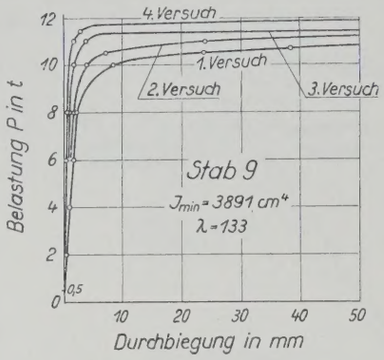
[5]) Die Durchführung dieser Versuche hat Ingenieur Kaufmann besorgt.

[6]) Beim Biegeversuch wurde die Einsenkung in der Richtung gemessen, die beim Knickversuch maßgebend war.



bei Versuch 1 in Richtung +b
" " 2 und 3 in " -b

Abb. 11.



bei Versuch 1 in Richtung $-a_i$
" " 2 " " $+b_i$
" " 3 " " $+a_i$
" " 4 " " $-b$.

Abb. 12.

Die Unterschiede, die sich gegenüber der üblichen Rechnung mit $\alpha = {}^1/_{100\,000}$ einstellten, lassen sich durch einen Vergleich der Zahlen in den Spalten 11 und 12 der Zusammenstellung ohne weiteres verfolgen.

Von den Ausbiegungen, die bei den bisher besprochenen ersten Versuchen gemessen wurden, sind für die Stäbe 6 bis 9 kennzeichnende Beispiele in Abb. 9 bis 12 eingetragen. Der Verlauf dieser Linienzüge deutet an, daß die Ausbiegungen von der Anfangslast ausgehend stetig zugenommen haben. Hieraus erhellt, daß die Stäbe von vornherein mehr oder minder exzentrisch belastet waren. Die Ungleichmäßigkeiten des Holzes (Krümmungen, die beim Austrocknen entstanden, vergl. Spalte 9 der Zusammenstellung 1; Faserverlauf, Äste, Risse, Verteilung des Spätholzes usf.) gaben bei geometrisch-zentrischer Belastung Veranlassung zu ungleichmäßiger Spannungsverteilung im Querschnitt der Stäbe.

Es lag nun nahe, die Kraftübertragung an den Stabenden durch Verschiebung der Stabenden so zu ändern, daß die Ausbiegungen unter zulässigen Lasten möglichst klein wurden und die Ausbiegungslinien einen Verlauf nahmen, der dem nahekommt, den wir mit dem Knickvorgang erwarten.

Die gewählten Verschiebungen der Stabenden auf den Druckplatten sind in Spalte 10 angegeben. Damit entstandene Ausbiegungslinien finden sich in Abb. 9 bis 12. Die so festgestellten Höchstlasten liegen näher der rechnungsmäßigen Höchstlast (Spalte 18 der Zusammenstellung 1); die Verhältniszahl stieg

beim Stab 6 durch Verschiebung um $e =$ 4 mm auf 0,92
" " 7 " " " $e =$ 6 mm " 0,96
" " 8 " " " $e =$ 3 mm " 0,98
" " 9 " " " $e =$ 1 mm " 0,90
" " 10 " " " $e =$ 13 mm " 0,95.

Hiernach konnte das Weniger der beim Versuch getragenen Höchstlast gegenüber der rechnungsmäßig zu erwartenden Last auf 2 bis 10 % verringert werden, wenn der Stab auf den Druckplatten um 1 bis 13 mm exzentrisch gesetzt wurde. Diese Exzentrizität des Kraftangriffs gibt ein Bild der Exzentrizität, die den Eigenschaften des Holzes entspricht und als „natürliche Exzentrizität" bezeichnet werden kann. Die verhältnismäßige Größe dieser natürlichen Exzentrizität kann nur durch zahlreiche Versuche erkundet werden.[7])

Stab 6 ist später durch Sägen gemäß Abb. 6 geteilt und durch Schrauben, bezw. Schraube und Dübel gemäß Abb. 6 bis 8 wieder zusammengesetzt worden. Die in Zusammenstellung 1 eingetragenen Versuchsergebnisse (Stab 6, Versuche 8, 9 und 10) weisen auf die Bedeutung der Querverbindungen hin. Die Versuche 9 und 10 zeigen, daß die stärkere Querverbindung nach Abb. 8 eine Steigerung des Druckwiderstandes nicht bewirkt hat, vielmehr im vorliegenden Falle die natürliche (innere) Exzentrizität des Stabes erhöht und damit die Widerstandsfähigkeit vermindert hat.

Die Versuche mit den Stäben nach Abb. 6 bis 8 dienen als Vorversuche für die Untersuchungen mit gegliederten Stäben, auf die in einem späteren Bericht einzugehen ist.

[7]) Wird zur Gewinnung eines Bildes des Einflusses der natürlichen Exzentrizität angenommen, die bei geometrisch-zentrischer Belastung erlangten Höchstlasten P_1 wirken mit den nachher für die höchsten Lasten P_{max} angewandten Exzentrizitäten e derart, daß $\sigma = \frac{P_1}{f} + \frac{P_1 e}{W}$, so findet sich

für Stab 6, Versuch 1 u. 4, $\sigma_x =$ 74 kg/cm² gegenüber $\frac{P_{max}}{f} =$ 77 kg/cm²
" " 7, " $\sigma_x =$ 108 " " " = 103 "
" " 8, " $\sigma_x =$ 56 " " " = 57 "
" " 9, " $\sigma_x =$ 54 " " " = 55 "
" " 10, " $\sigma_x =$ 55 " " " = 50 "

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. April erschienene Heft 7 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Reg.-Baumeister a. D. Meisenhelder: Die Betonbauten des Frankfurter Stadions. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Eisenbetonmaste für Hochspannungsleitungen. — Dr.-Ing. H. Marcus: Über die Randbeanspruchung von Deckenstreifen ohne Randbalken.

Reichsbahn und Elektrisierung. Am 15. März 1928 sprach der Generaldirektor der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Dr. Dorpmüller, im Übersee-Klub in Hamburg über diesen Gegenstand. Er gab zunächst einen Überblick über die Vorzüge und Nachteile des elektrischen Betriebes und Dampfbetriebes. Die Dampflokomotive führt die Kraftquelle stets mit sich; die Kraftquelle der elektrischen Lokomotive liegt fern im Kraftwerk. Dadurch ist die Dampflokomotive unabhängiger als die elektrische Lokomotive. Bei Versagen der Kraftquelle fällt beim Dampfbetrieb nur eine Lokomotive aus, während beim elektrischen Betrieb alle vom Kraftwerk gespeisten Lokomotiven stillstehen. Deshalb ist vom Standpunkte der Landesverteidigung eine volle Elektrisierung der Bahnen bedenklich. Auch bei Streiks ist es einfacher, den elektrischen Betrieb lahmzulegen als den Dampfbetrieb. Aus diesem Grunde wird man auf die Dampflokomotive nie ganz verzichten können.

Wegen der Vorzüge des elektrischen Betriebes ist aber seine weitere Ausdehnung zu erwarten. Vorzüge sind vor allem das schnelle Anfahren und die Möglichkeit, starke Steigungen leicht zu überwinden. Die Zuführung der Kraft durch den Draht ist bei der elektrischen Lokomotive beinahe unbegrenzt, nur die Erwärmung des Motors ist hinderlich. Das rasche Anfahren der elektrischen Lokomotive bringt großen Zeitgewinn, deshalb ist für Stadt- und Vorortbahnen die Einführung des elektrischen Betriebes aus wirtschaftlichen Gründen notwendig.

Als Beispiel dienen die elektrisierte Stadtbahn in Hamburg und die in Arbeit befindliche Elektrisierung der Berliner Stadt- und Vorortbahnen. Gegenüber 24 Zügen i. d. Std. beim Dampfbetrieb sind 40 Züge i. d. Std., also eine $1^1/_2$-Minutenfolge beim elektrischen Betriebe möglich.

Auf Fernstrecken ist elektrischer Betrieb für Personen- und Güterzüge dort vorteilhaft, wo starke Steigungen zu überwinden sind. Die Gotthardbahn ist dafür ein Beispiel, ebenso in Deutschland die elektrisierten Strecken im schlesischen Bergland und im bayerischen Gebirge. Es war möglich, in Schlesien die Fahrzeiten der Schnellzüge um 13 %, die der Personenzüge um 18 % und die der Güterzüge um 29 % gegenüber den Fahrzeiten beim früheren Dampfbetrieb zu vermindern. Von München nach Partenkirchen fahren die Personenzüge 47 % schneller als früher.

Ein weiterer Vorteil beim elektrischen Betrieb liegt in der besseren Ausnutzung der vorhandenen Gleise. Wenn 200 Züge auf einer zweigleisigen Dampfstrecke liegen, so muß zum drei- und viergleisigen Ausbau übergegangen werden. Wenn aber bei elektrischem Betrieb die Züge schneller fahren, kann man noch eine Zeitlang ohne diesen Ausbau auskommen. Auch läßt sich bei dem elektrischen Betrieb wegen des größeren Wagenumlaufs mit einer geringeren Zahl von Wagen und Lokomotiven auskommen. Dadurch sind wieder weniger Aufstellgleise nötig.

Bei elektrisierten Strecken ist es auch möglich, wirtschaftlich arbeitende Triebwagen laufen zu lassen. Dort paßt sich die Kraft, die aus der Leitung genommen wird, jedesmal dem Bedarf des Betriebes an, während bei Triebwagen, die mit Dampf, Öl oder elektrischen Batterien angetrieben werden, ein wirtschaftliches Arbeiten bisher nicht zu erzielen gewesen ist.

Ein weiterer Vorteil des elektrischen Betriebes liegt in der Möglichkeit, Ganz-, Halb- oder Viertelzüge fahren zu lassen. Man arbeitet also in verkehrschwachen Zeiten mit weniger totem Gewicht. Bemerkenswert ist ferner die Herabsetzung der Betriebskosten. Zunächst sind die Kosten für die Erzeugung der Zugförderenergie geringer als die für die Energieerzeugung bei der Dampflokomotive. Hochwertige Steinkohle als Feuerungsstoff bei der Dampflokomotive steht geringwertigen Brennstoffen wie Braunkohle und Staubkohle als Feuerungsstoff der elektrischen Zentrale gegenüber.

Auch das Personal kann bei elektrischem Betrieb vermindert werden. Dem menschenleeren Betrieb in den großen Kesselanlagen der neuzeitlichen Zentrale steht die große Anzahl von Heizern bei den Tausenden von Dampflokomotiven gegenüber. Die Unterhaltungsarbeiten in den elektrischen Werkstätten erfordern weniger Werkstättenarbeiter. Dadurch, daß nur ein Triebwagenführer auf der elektrischen Lokomotive steht, wird weiteres Personal gespart, ohne daß die Sicherheit darunter leidet, da die Anbringung des sogenannten Totmannknopfes auch bei einmanniger Besetzung die Betriebssicherheit gewährleistet. Sobald die Hand oder der Fuß diesen Knopf los läßt, wird selbsttätig der Strom ausgeschaltet und die Bremse in Tätigkeit gesetzt.

Was die Öffentlichkeit am elektrischen Betriebe besonders schätzt, ist die Reinlichkeit. Man kann während der Fahrt bei geöffnetem Fenster sitzen und braucht auch im Tunnel die Fenster nicht zu schließen. Der Rußauswurf führt bei Dampfbetrieb zu einer Verschandelung der Bahn und auch zu wirtschaftlichen Nachteilen dadurch, daß die Eisenbauten durch

Säure angegriffen werden. Man hat gefunden, daß Eisenteile bis zu 70 % vom Rost zerfressen werden. Z. B. wurde bei der Auswechselung der Nordhalle des Schlesischen Bahnhofs in Berlin festgestellt, daß sich das Gesamtgewicht der Halle durch Verrosten um 35 % vermindert hatte. In Tunneln zerfressen die Abgase der Dampflokomotive das Gleisgestänge, so daß die Liegedauer der Gleise dort stark abgekürzt werden muß.

Alle diese Vorteile könnten zu der Auffassung führen, daß das vorhandene Bahnnetz nicht schnell genug elektrisiert werden müßte. Aber es sind doch starke Hemmungen vorhanden. Bisher werden 1223 km der Reichsbahn oder 2,2 % elektrisch betrieben. Aber die zur Verfügung stehenden Mittel gestatten nur ein langsames Fortschreiten der Elektrisierung. Auch die technischen Errungenschaften auf dem Gebiete der Elektrizität sind noch nicht so weit fortgeschritten, daß an eine großzügige Elektrisierung des gesamten Bahnnetzes herangegangen werden könnte. Die elektrische Lokomotive wird dauernd weiterentwickelt, und täglich werden Verbesserungen von elektrischen Firmen herausgebracht.

Die Hauptschwierigkeit bei der Elektrisierung liegt heute wohl in der Beschaffung billigen Geldes. Bei einer Verzinsung von 7 bis 8 % ist manche elektrisch betriebene Linie nicht mehr wirtschaftlich, die es unter den früheren Verhältnissen war, als man noch mit $3^1/_2$- und 4 %igen Anleihen rechnen durfte. Dort, wo in Deutschland elektrisiert worden ist, waren wichtige Gründe dazu vorhanden. Das sind einmal Vorort- und Stadtbahnbetriebe und dann Gebirgsstrecken mit starken Steigungen und weiter Strecken, wo billige Energiequellen zur Verfügung standen.

Als Stromart für den elektrischen Betrieb hat sich für Fernstrecken der einphasige Wechselstrom und für Stadt- und Vorortbahnen Gleichstrom als vorteilhaft erwiesen. Auch bei der Berliner Stadt- und Vorortbahn wird Gleichstrom von 800 V durch eine dritte Schiene zugeführt werden.

Die Energiequelle des elektrischen Bahnstromes ist in Deutschland Steinkohle in Schlesien, Braunkohle in Mitteldeutschland, Wasser in Bayern und Baden. Bei Wasserkraftwerken belastet der Kapitaldienst die Stromkosten sehr stark. Ist aber einmal das Kapital abgeschrieben, dann werden die Betriebskosten infolge des billigen Wassers gering. Es wäre dann nur die Rücklage für die Erneuerungsfonds herauszuwirtschaften, damit die Anlage stets in gutem Zustande bleibt. Die Reichsbahn hat sich bei den bayerischen Kraftwerken am Aktienkapital beteiligt, um eine gewisse Einwirkung auf den Stromlieferungspreis zu bekommen.

Für die künftige Elektrisierung der Strecke Ulm—Stuttgart—Karlsruhe—Kehl muß ein württembergisches Wärmewerk in den Dienst gestellt werden, da Wasserkräfte nicht hinreichend verfügbar sind.

Die Entwicklung der Elektrisierung im Auslande weist besonders auf die erheblichen Fortschritte in der Schweiz hin. Die Gebirgsstrecken und der Reichtum an Wasserkräften gegenüber dem Fehlen von Kohlengruben geben die Erklärung für die Schweiz, ebenso auch in Österreich, Schweden und Italien.

Bis Ende 1926 waren elektrisiert: in Deutschland 1,88 % (Ende 1927 2,2 %), in England 2,06 %, in Frankreich 2,29 %, in Italien 6,6 %, in Österreich 8,66 %, in Schweden 7,52 %, in Amerika 0,71 %, in Kanada bis Ende 1925 5,61 % der Strecken, in der Schweiz bis Ende 1927 60 % aller Schweizer Bahnen, davon 80 % der Schweizer Bundesbahnen.

Sollte in Zukunft billiges Geld erhältlich werden, dann würden Strecken mit starkem Verkehr und dichter Zugfolge, z. B. in dem dicht bevölkerten Westen, den Vorzug haben, weiter die Gebiete, in denen sich billige Energiequellen befinden, also Süddeutschland, die Steinkohlenbezirke und die Braunkohlenreviere. Schließlich wird man aber in denjenigen Gebieten die Elektrisierung fortsetzen, in denen bereits elektrisiert worden ist, denn erst der Betrieb auf langen Strecken macht die Elektrisierung wirtschaftlich.

Solange Dampfbetrieb und elektrischer Betrieb durcheinanderlaufen, läßt sich nicht das Letzte aus jeder Strecke herausholen, weil immer dasjenige Verkehrsmittel das Tempo der Beförderung angibt, das am langsamsten vorwärts kommt. Schließlich darf nicht vergessen werden, daß diejenigen Gebiete in Deutschland zur Elektrisierung geeignet sind, die starke Steigungen aufzuweisen haben. Es kommen also die Strecken in Frage, die Gebirge durchqueren, wie z. B. die Strecke München—Stuttgart über die Geißlinger Steige und weiter nach Stuttgart und die Strecke über den Thüringer Wald oder den Frankenwald.

Zum Schluß gab der Vortragende einen Überblick über die Fortschritte, die im Wettbewerb mit dem elektrischen Betrieb in der Bauart der Dampflokomotive hervorgerufen worden sind. Es wiederholt sich hier dasselbe Spiel wie zwischen Gasbeleuchtung und elektrischer Beleuchtung. Die Durcharbeitung der Dampflokomotive läuft in der Richtung der Kohlenersparnis. Die schlechte Ausnutzung der Lokomotivkohle mit nur 6 % der Brennkraft hat Verbesserungen gebracht, die sich in zwei Richtungen bewegen; einmal will man billige Kohle, also minderwertigere Kohle, für die Lokomotivheizung benutzen, dann will man auch eine bessere Ausnutzung der erzeugten Wärme erzielen. Die neue Kohlenstaublokomotive ist ein verheißungsvoller Anfang auf diesem Wege.[1]) Die Heißdampflokomotive hat 20 % Ersparnis an Kohlen mit sich gebracht. Von der Turbinenlokomotive erhofft man eine Kohlenersparnis von 45 %. Die Dampflokomotive ist also hinsichtlich ihrer Ausnutzbarkeit noch lange nicht am Ende angekommen.

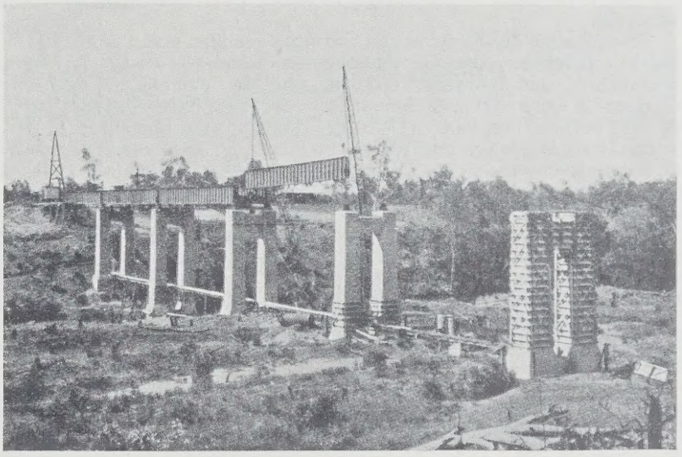
Über Lüftungsversuche beim Moffat-Tunnel. Der Entschluß, den eingleisigen, 19820 m langen Moffat-Tunnel[2]) mit Dampflokomotiven zu betreiben, führte nach einem Bericht von Mc Elroy und Betts in Eng. News-Rec. vom 15. Dezember 1927, S. 956 bis 959, zu umfangreichen Versuchen des U. S. Bureau of Mines über die Bewegungswiderstände des erforderlichen Belüftungsstromes und über die hiernach erforderliche Größe der Ventilatoren. Da der Tunnel keine Lüftungsschächte aufweist, kam nur die übliche „Längsbelüftung" in Frage.[1])

Gefordert wurde eine Verdünnung der Lokomotivabgase auf höchstens 0,5 ‰ Kohlenoxydgehalt. Nach den Unterlagen über Kohlenverbrauch, Zugdichte usw. ergab sich eine erforderliche Luftmenge von 10 200 m³/Min. Bei 37,2 m² Tunnelquerschnitt wurde der Bewegungswiderstand dieses Luftstromes zu 128 mm Wassersäule, die Vermehrung dieses Widerstandes durch einen in entgegengesetzter Richtung fahrenden Zug zu 33 mm Wassersäule errechnet. Der durch die verschiedenen Temperaturen und Barometerstände an beiden Tunnelenden sowie durch Winddruck auf den Tunnelquerschnitt zustande kommende natürliche Wetterstrom wurde bis zu 104 mm Druckunterschied für den westöstlich gerichteten Luftstrom, der besonders im Frühjahr auftritt, und zu 241 mm Wassersäule für den ostwestlichen Luftstrom, der besonders im Sommer auftritt, ermittelt.

Da zuverlässige Beobachtungswerte über den spezifischen Luftwiderstand bei diesen Geschwindigkeiten nur von den wesentlich engeren Stollen des Bergbaues vorlagen, mußten mit den angedeuteten Berechnungen und Beobachtungen umfangreiche Versuche über den spezifischen Bewegungswiderstand des Wetterstromes in den verschiedenen Tunnelstrecken verbunden werden. Auch für den benachbarten engeren Wasserleitungstunnel wurden ähnliche Versuche angestellt; sie ergaben eine Reihe voneinander stark abweichender Werte, je nach der Art des Streckenausbaues (standfester Fels ohne Stützung oder einragende Auszimmerung mit verschiedenem Abstande der Gespärre) und nach der Geschwindigkeit des Wetterstromes. Die Formelentwicklung ist in dem Aufsatze leider nicht mitgeteilt. R. Fischer.

Die Eisenbahnbrücke über den Katharina-Fluß in Nord-Australien, deren Bau die nebenstehende Abbildung darstellt, ist nach einer Mitteilung in „Railway Engineer" kürzlich fertiggestellt.

Sie dient dem Betriebe der Bundesbahn auf der Strecke Pine Creek—Emungalan und kreuzt den Fluß kurz vor der letztgenannten Stadt. Der Katharina-Fluß — ein Nebenfluß des in die Anson Bay mündenden Daly-Stromes — entwässert ein sehr ausgedehntes Gebiet mit tropischen Regen-



fällen und einer Jahres-Niederschlagshöhe von etwa 100 bis 125 cm; die Niederschläge beschränken sich auf nur drei Monate. Das Flußbett ist demzufolge außerordentlich breit und tief eingeschnitten, die Wasserführung in der Regenzeit eine gewaltige.

Der Bau der Brücke geschah durch die Verwaltung der australischen Bundesbahnen und umfaßte Herstellung, Anfuhr und Versetzen der als Blechträger ausgeführten eisernen Überbauten für sieben Öffnungen von 30 m Lichtweite im Gesamtgewicht von 700 t, ferner die Herstellung der Pfeilerpaare in Stampfbeton und deren Gründung. Diese mußte tief bis auf tragfähigen Felsen durch Wasser und starke Schlammschichten gehen und wurde unter Druckluft mit Hilfe eiserner Senkkasten ausgeführt. Die Höhe der Brücke von Flußsohle bis Schienen-O.-K. beträgt 22,95 m, die Blechträger wurden versetzt durch Sonderkrane von 30 m Ausladung.

Zur Gewinnung der erforderlichen Zuschlagstoffe für den Beton der Pfeiler war in der Nähe des Flußufers ein Granitsteinbruch eingerichtet, von dem das Material mittels einer Kabelbahn zu der am Bau gelegenen Mischanlage und von dort auf gleichem Wege in die Schalung gelangte. Die Abbildung gibt einen Begriff von Ausführung und Aussehen der Brücke, die für Normalspur gebaut und eingerichtet ist, obschon die Strecke vor der Hand noch mit 1,06 m Spurweite befahren wird. Ki.

Der Lake-Pleasant-Staudamm, der höchste bisher gebaute Gewölbereihendamm am Agua Fria River in Arizona, ist nach einer Mitteilung in Engineering vom 10. Februar 1928[2]) vor kurzem vollendet worden. Er schließt ein Staubecken von rd. 13 km Länge mit einer Speichermenge

[1]) Vergl. Glasers Annalen 1928, Bd. 102, Heft 4 u. 5.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 41, S. 604/05.

[1]) Vergl. dagegen Lüftung des Holland-Tunnels, „Die Bautechnik" 1927, Heft 48, S. 711.

[2]) Vergl. auch den Bericht von Noetzli in „Energia Elettrica" 1928, Januarheft.

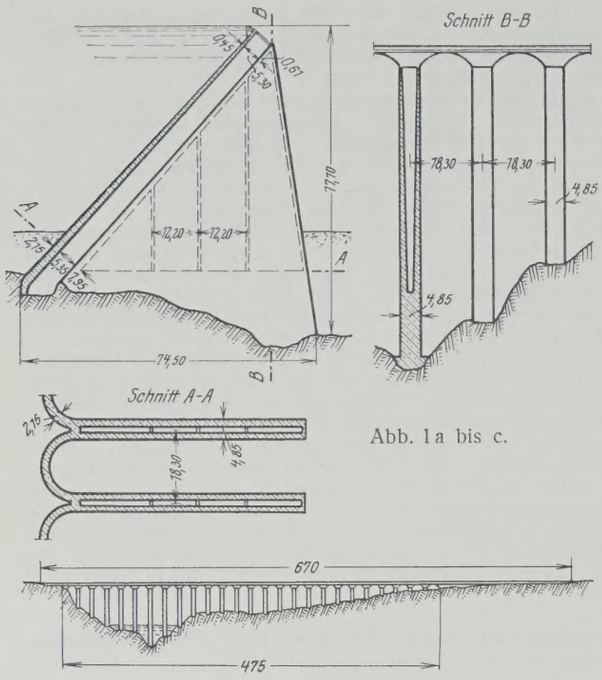


Abb. 1a bis c.

Abb. 2.

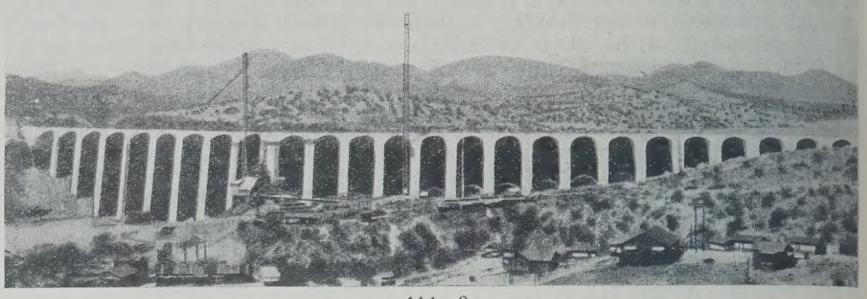


Abb. 3.

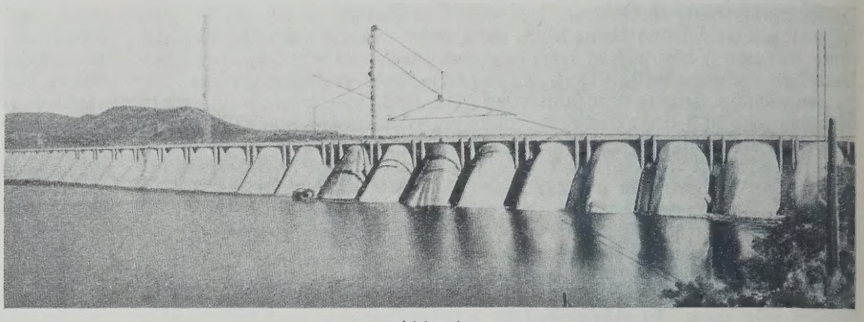


Abb. 4.

von 213 683 000 m³ ab und vermittelt die Wasserversorgung eines vorzüglich dem Obst- und Baumwollbau dienenden Gebietes von 16 200 ha etwa 48 km westlich von Phoenix, der Hauptstadt des Staates Arizona. Außerdem ist eine kleine Wasseranlage zwischen zwei Pfeilern in den Damm eingebaut.

Einzelheiten der Konstruktion und Abmessungen sind aus Abb. 1a bis c und 2 ersichtlich. Die Gesamthöhe des Dammes beträgt 77,7 m, die Gesamtlänge des Bauwerks 663,6 m, die der eigentlichen Sperrmauer 475,5 m. In etwa 400 m Entfernung von der Sperrmauer befindet sich ein für 3824 m³/Sek. berechneter Überlauf. Verbaut sind im ganzen 78 790 m³ Beton, 2160 t Rundeisen und 167 220 m² Schalung. Die gesamte Bauzeit für die Sperrmauer einschließlich Widerlager und Anschlußdamm und für den Überlauf betrug knapp 18 Monate, die Baukosten belaufen sich zusammen auf etwa 3 Mill. $.

Wie schon bemerkt, stellt das Bauwerk einen Gewölbereihendamm vor, der jedoch im Gegensatze zu anderen Ausführungen hohle, d. h. doppelwandige Zwischenpfeiler von 4,88 m Stärke aufweist (Abb. 1b u. c). Der Abstand der Pfeiler beträgt 18,30 m von Mitte zu Mitte, so daß die ganze Sperrmauer 26 Bogen und 27 Pfeiler umfaßt; die Seitenwände der Pfeiler sind senkrecht, was von erheblichem Vorteil für die Schalung gewesen ist.

Die größte Beanspruchung der Bogen aus Wasserdruck, Schwind- und Temperaturspannungen beträgt etwa 45,71 kg/cm², die der Pfeiler 31,64 kg/cm², die Betonmischung ist 1 : 2 : 4 für die ersteren, 1 : 2½ : 5 für die letzteren. Die gewünschte Betonzusammensetzung wurde in regelmäßigen Baustellenversuchen fortlaufend an Hand 28 Tage alter Proben kontrolliert auf eine vorgeschriebene Festigkeit von 140 kg/cm² für die Bogen und von 126 kg/cm² für die Zwischenpfeiler.

Der Untergrund des Bauwerks besteht im allgemeinen aus Basalt, an einigen Stellen machten zwischengelagerte Schichten von Lava-Asche und Tuff ein Tiefergehen auf geschlossenen Felsen erforderlich, und zwar im Höchstfalle bis zu 27 m unter Baugrund-O.-K. Überall, wo rissiger Felsboden angetroffen wurde, wurde dieser durch 3 bis 6 m tiefe Bohrlöcher mit Preßzement unter 9 kg/cm² Druck gedichtet. Dabei fand sich, daß einige Bohrlöcher kaum, andere bis zu 1 oder 2 Sack flüssigen Zementbrei aufnehmen, einzelne freilich auch bis zu 15 Sack. In einem Falle trat die eingepreßte Masse 60 m weiter oberhalb an der Rückseite der Sperre wieder zu Tage. Die Arbeiten, die bei 33,55 m hoch gefülltem Staubecken stattfanden, hatten jedenfalls den Erfolg, daß Durchsickerungen und Wasserverlust sehr gering geblieben sind.

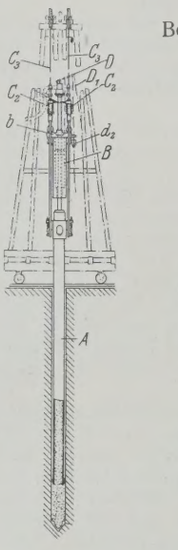
Die Ausführung geschah in der Weise, daß die im Flußbett gelegenen Bogen und Zwischenpfeiler (Abb. 3) zunächst bis etwa 3 m über NW hochgeführt wurden, während das gesamte übrige Bauwerk in voller Höhe fertiggestellt wurde. Die erstgenannten Teile sind während der Hochwasserzeiten mehrfach überflutet, ohne jedoch irgendwie beschädigt zu sein.

Der Beton wurde in etwa 2,4 m hohen Schichten eingebracht, die aus einzelnen, beweglichen Tafeln bestehende Schalung wurde mehrmals, zum Teil 6- bis 8 mal wieder verwendet. Die Pfeiler wurden dauernd etwa 6 m höher als die Bogen gehalten und konnten diesen so als Stützpunkte für die Einschalung dienen, für die stark verstrebte Eisenblechtafeln benutzt wurden.

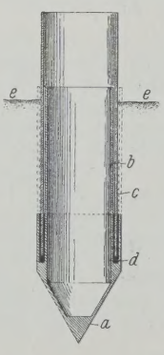
Die Mischanlage befand sich etwa in Dammitte, Sand und Kies wurden unterhalb der Baustelle im Flußbett gebaggert, gründlich gewaschen und in einer Rechenanlage in vier verschiedene Korngrößen von 15 cm i. M. getrennt, größere Steine entsprechend gebrochen. Das Einbringen des Betons geschah durch eine auf die ganze Länge des Dammes gespannte Kabelkrananlage, zu deren drei 93,4 bezw. 87 m hohen Türmen das Mischgut unmittelbar von der Mischanlage durch einen Aufzug gelangte. — Abb. 4 zeigt die wasserseitige Ansicht des Gewölbereihendammes. Ki.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Verfahren und Einrichtung zum Herstellen von Ortpfählen aus Beton. (Kl. 84c, Nr. 438 815 vom 31. 1. 1923 von Alfred Hiley in Dalegarth, County of Hertford, England, und Edward le Bas in London.) — Das Vortreibrohr *A* wird durch einen auf- und abwärts schlagenden Hammer *B* gerüttelt, wodurch aus dem Vortreibrohr der Beton ausgetrieben und in der durch das Rohr gebildeten Höhlung festgestampft wird. Der Hammer ist als ein durch Dampfdruck aufwärts und durch sein Eigengewicht mittels einer Kolbenstange abwärts bewegter Zylinder ausgebildet. Das Vortreibrohr ist mittels eines abnehmbaren Rahmengestänges, das durch Druckfedern abgestützte Widerlager für den oberen Hammerkopf *C* trägt, an Zugseilen C_3 aufgehängt. Der Hammer trägt einen Mitnehmer, der mit einem verstellbaren Anschlag d_2 derart zusammen arbeitet, daß in den fallenden Hammer Dampf einströmt, um seinen Schlag zu dämpfen. An den Anschlag ist ein Zugglied D_1 befestigt, das mit einem Ventilhebel *D* des den Hammer steuernden Ventils verbunden ist,



Vortreibspitze mit Abdichtungsrinne für Vortreibrohre. (Kl. 84c, Nr. 453 210 vom 7. 2. 1924 von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) — Die Spitze *a* besitzt eine Rinne zur Aufnahme eines Abdichtungsmittels *d*; der innere Rinnenmantel *b* überragt den äußeren Rinnenmantel und ist bis über den Grundwasserstand hochgeführt. Das Vortreibrohr *c* ist in die Dichtung *d* eingehängt, und die säureführende Grundwasserschicht erstreckt sich bis *e—e*. Wird nach beendigter Betonierung das Vortreibrohr *c* gezogen, so sind alle Pfahlteile unter der Linie *e—e* der Säurewirkung ausgesetzt, der den Pfahl bildende Beton jedoch ist durch den hochgeführten Rinnenmantel *b* gegen die Säureeinwirkung geschützt und bildet zugleich eine Führung der Spitze des Vortreibrohres und verhindert das Ausweichen der Spitze beim Rammen.

INHALT: Sicherung von zwei Pfeilern der Saalachbrücke bei Bad Reichenhall. — Druckverteilung im Baugrunde. — Knickversuche mit Bauholz. — Vermischtes: Inhalt von Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Reichsbahn und Elektrisierung. — Über Lüftungsversuche beim Moffat-Tunnel. — Eisenbahnbrücke über den Katharina-Fluß in Nord-Australien. — Lake-Pleasant-Staudamm. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 13. April 1928 — Heft 16

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Kenntnis des Tidegebietes.

Von Oberbaurat **Granzin**, Hamburg.

Die außerordentliche Mannigfaltigkeit der Erscheinungen, die mit dem ständigen Wechsel von Ebbe und Flut verbunden ist, erschwert die Erkenntnis des Einflusses, den Bauausführungen im Tidegebiet auf die Höhe der Wasserstände im Gefolge haben. Den Küstenbewohnern und den Uferanliegern an Tideflüssen sind die Erscheinungen der Ebbe und Flut in der Regel zwar wohl vertraut, doch werden häufig gerade von ihnen die Stromregulierungsarbeiten und andere Maßnahmen der Wasserbauverwaltung in ihren Folgen falsch beurteilt und als die Ursachen für vermehrten Abbruch, höhere Überschwemmungen, Behinderung der Vorflut und andere Verschlechterungen bezeichnet, unter denen sie selbst zu leiden haben.

Die Bauverwaltung muß auf derartige Vorwürfe, an die mitunter auch noch Entschädigungsforderungen geknüpft werden, vorbereitet sein, wenn sie Bauausführungen im Tidegebiet vornimmt. Sie läßt deshalb regelmäßig Wasserstandsbeobachtungen und Peilungen und von Zeit zu Zeit Uferaufnahmen ausführen und wird, gestützt auf das hierbei gewonnene Material, meistens in der Lage sein, unberechtigte Entschädigungsforderungen abzuweisen. Insonderheit die Ergebnisse langjähriger Aufzeichnungen von selbstzeichnenden Flutmessern bieten in dieser Beziehung ein Beweismaterial von großem Wert.

Derartige Wasserstandsbeobachtungen sind nun für die deutsche Nordseeküste und die in die Nordsee mündenden Flüsse an einer ganzen Reihe von Orten schon seit Jahren angestellt worden. Durchschnittsergebnisse dieser Beobachtungen sind in der nachfolgenden Tabelle für eine Anzahl dieser Orte angegeben. Diese Zahlen sind für die Pegelorte 1 bis 9 der Schrift des Dr. Geerkens, „Küstensenkung und Flutbewegung in der deutschen Bucht“ (Landwirtschaftliche Jahrbücher 1926) entnommen. Für die Pegelorte 10 bis 13 stammen die Zahlen aus der Veröffentlichung des Strombaudirektors Plate über „die Einwirkung der Unterweserkorrektion auf die Landwirtschaft“ (Zeitschrift für Vermessungswesen 1926, S. 400). Die Angaben unter 14 bis 19 sind Durchschnittswerte aus den Beobachtungen, die in der Zeit von 1916 bis 1925 von der Wasserbaudirektion bezw. der Wasserstraßendirektion in Hamburg ausgeführt worden sind.

In den Spalten 6 bis 8 der Tabelle sind die Zahlen auf den mittleren Wasserstand bei Helgoland bezogen worden, und in Spalte 9 ist außerdem die Entfernung des betreffenden Ortes von Helgoland angegeben.

Lfd. Nr.	Ort	MHW (bezogen auf NN)	MNW (bezogen auf NN)	Flutgröße	MHW (bezogen auf MW Helgoland)	MW (bezogen auf MW Helgoland)	MNW (bezogen auf MW Helgoland)	Entfernung von Helgoland
		m	m	m	m	m	m	km
1	2	3	4	5	6	7	8	9
1	Helgoland . . .	+ 0,71	— 1,53	2,24	+ 1,12	0	— 1,12	0
2	Dagebüll	+ 0,99			+ 1,40	+ 0,14	— 1,12	82
3	Husum	+ 1,30	— 1,90	3,20	+ 1,71	+ 0,11	— 1,49	83
4	Tönning	+ 1,25	— 1,42	2,67	+ 1,66	+ 0,32	— 1,01	70
5	Pahlhude	+ 1,08	— 0,61	1,69	+ 1,49	+ 0,64	— 0,20	123
6	Rendsburg . . .	+ 0,88	— 0,40	1,28	+ 1,29	+ 0,65	+ 0,01	170
7	Cuxhaven . . .	+ 1,27	— 1,57	2,84	+ 1,68	+ 0,26	— 1,16	65
8	Bremerhaven .	+ 1,57	— 1,74	3,31	+ 1,98	+ 0,32	— 1,33	84
9	Wilhelmshaven	+ 1,54	— 2,03	3,57	+ 1,95	+ 0,16	— 1,62	86
10	Brake	+ 1,64	— 1,48	3,12	+ 2,05	+ 0,49	— 1,07	111
11	Elsfleth	+ 1,72	— 1,21	2,93	+ 2,13	+ 0,66	— 0,80	119
12	Vegesack . . .	+ 1,80	— 0,64	2,44	+ 2,21	+ 0,99	— 0,23	135
13	Bremen	+ 2,12	— 0,08	2,20	+ 2,53	+ 1,43	+ 0,33	153
14	Brunshausen . .	+ 1,42	— 1,08	2,50	+ 1,83	+ 0,58	— 0,67	134
15	Wedel	+ 1,44	— 0,88	2,32	+ 1,85	+ 0,69	— 0,47	148
16	Blankenese . .	+ 1,46	— 0,78	2,24	+ 1,87	+ 0,75	— 0,37	153
17	Hamburg	+ 1,57	— 0,63	2,20	+ 1,98	+ 0,88	— 0,22	166
18	Mündung der Doveelbe . .	+ 1,64	— 0,45	2,09	+ 2,05	+ 1,00	— 0,04	174
19	Moorwärder . .	+ 1,71	— 0,14	1,85	+ 2,12	+ 1,20	+ 0,27	179

Etwa um dieselbe Zeit, wo in Helgoland Hochwasser eintritt, dringt der Scheitel der darauffolgenden Flutwelle um die Nordspitze von Schottland herum in die Nordsee ein. Mithin beträgt die Länge dieser Welle etwa 800 km und ihre Fortschrittsgeschwindigkeit durchschnittlich etwa 1 km/Min. Diese Geschwindigkeit der Flutwelle wird beim Anlaufen an die Küste und noch mehr beim Eindringen in die Flußmündungen sehr schnell vermindert. Das Ansteigen des Meeresgrundes nach der Küste zu, die Verengung der Strommündungen, das Ansteigen der Stromsohle, die Gegenwirkung des Oberwassers der Flüsse und andere Einflüsse hemmen die Flutwelle in ihrem Lauf, bringen sie allmählich zum Stillstand und lassen sie schließlich in die See zurückebben. Auf der 65 km langen Strecke von Helgoland bis Cuxhaven hat die Flutwelle nur noch eine durchschnittliche Geschwindigkeit von 800 m/Min. und auf der dann folgenden Strecke bis Hamburg nur noch eine solche von 350 m/Min.

Vergleicht man nun in der vorstehenden Tabelle die Flutgrößen der verschiedenen Orte miteinander, so findet man an zwei dicht beieinander liegenden Orten erhebliche Unterschiede. Von Helgoland aus nimmt die Flutwelle auf ihrem Wege nach den nächsten Küstenorten hin an Größe zu. Gleichzeitig mit dem Wachsen des Unterschiedes zwischen Niedrigwasser und Hochwasser findet aber noch ein Anheben des mittleren Wasserspiegels statt, das heißt desjenigen Wasserspiegels, der in der Mitte zwischen gewöhnlichem Hochwasser und gewöhnlichem Niedrigwasser liegt und der in der Spalte 7 der Tabelle für die verschiedenen Pegelorte angegeben ist.

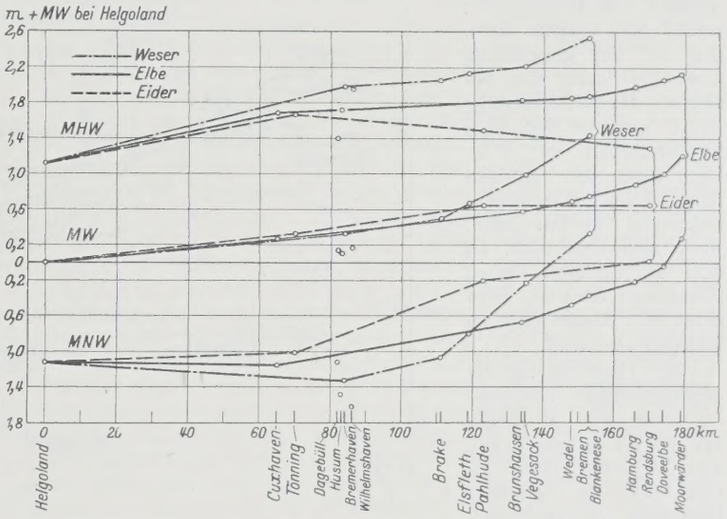


Abb. 1.

Noch besser als aus der Tabelle ist das verschiedene Verhalten der Flutwelle an den verschiedenen Orten aus Abb. 1 zu erkennen, in der die Höhen des MHW, des MW und des MNW als Ordinaten eingetragen sind, während die jeweiligen Entfernungen der betreffenden Orte von Helgoland die Abszissen bilden. Der mittlere Wasserstand bei Helgoland kann dabei gewissermaßen als mittlerer Wasserstand der Nordsee angesehen werden, wobei die Frage, ob nicht dieser Wasserstand der Nordsee überhaupt schräg, und zwar infolge der Einwirkung der vorherrschenden Winde aus westlichen Richtungen an seinem östlichen Rande absolut höher als am westlichen eingestellt ist, außer Betracht bleiben kann. Man sieht aus der Abbildung, daß sich das Mittelwasser von Helgoland aus nach den nächsten Pegelorten zu hebt. Dabei nimmt zunächst auch die Flutgröße überall zu. In der Weser, Elbe und Eider geschieht diese Zunahme bis zu einem Höchstwerte, nach dessen Erreichung die Flutgröße langsamer wieder abnimmt. Ob die Höchstwerte der Flutgrößen bei Weser und Elbe genau mit den Pegelstellen Bremerhaven und Cuxhaven zusammenfallen, oder ob das Flutintervall schon vor der Erreichung dieser Orte seinen Höchstwert überschritten hat, oder ob es diesen Wert erst oberhalb dieser Orte erreicht, wissen wir nicht. Es ist indessen nach der Lage der beiden Orte am inneren Ende einer trichterförmigen Bucht anzunehmen, daß nahe bei ihnen die Flutgröße ihren Höchstwert erreicht. In Tönning ist die Flutgröße bereits kleiner als in dem 10 km weiter nach See zu liegenden Verlorenhörn (Vollerwiek), für welchen Ort die Deutsche Seewarte in ihren Gezeitentafeln für 1927 das Flutintervall um etwa 30 cm größer angibt als für Tönning. Das ist indessen in der Abbildung nicht berücksichtigt, da mir genauere Angaben über Wasserstände bei Verlorenhörn fehlen.

Die Verminderung der Flutgröße im Zusammenhang mit der starken Abnahme der Geschwindigkeit der Flutwelle nach ihrem Eintritt in einen

Fluß scheint mir zu der Annahme zu berechtigen, daß bis zu dem Punkte, von dem ab die Flutgröße kleiner wird, der größte Teil der in der Flutwelle wohnenden lebendigen Kraft bereits aufgezehrt ist. Das wird besonders für den Fall gelten, wo der Spiegel des Hochwassers gleichzeitig seinen höchsten Stand erreicht wie bei der Eider, wo das mittlere Hochwasser von Tönning ab (vielleicht auch schon von Vollerwiek ab) ein landeinwärts gerichtetes Gefälle aufweist. Bei der Weser und der Elbe, wo der Wasserspiegel des Hochwassers auch nach Erreichung des Flutgrößen-Höchstwertes noch weiter ansteigt, wird man annehmen dürfen, daß die Welle beim Eindringen in diese Flußläufe noch eine größere lebendige Kraft besitzt, die sie befähigt, bei einer verhältnismäßig langsam vor sich gehenden Abnahme der Flutgröße bis weit stromaufwärts vorzudringen. Bis zu einer Entfernung von 110 km von Helgoland geschieht das Ansteigen des Mittelwasserspiegels in der Weser und in der Elbe in fast genau gleichem Maße, und erst von Brake ab aufwärts steigt der Mittelwasserspiegel der Weser sehr viel schneller als derjenige der Elbe. Man erkennt hieraus die Vorteile des größeren Wasserquerschnitts, der dem Eindringen der Flutwelle einen geringeren Widerstand entgegensetzt als der kleinere Querschnitt, so daß die lebendige Kraft der Welle weniger schnell aufgezehrt wird. Man erkennt auch, daß bei der Regulierung eines Tideflusses das Bestreben, die Flutwelle möglichst weit in den Fluß hineinzuziehen, in erster Linie durch die Vergrößerung seines Querschnitts unterstützt werden kann, wobei auch der Punkt, an dem die Flutgröße einen Höchstwert erreicht, möglichst weit flußaufwärts zu verlegen sein wird.

Bei Hamburg hat die durchschnittliche Flutgröße im Laufe von 25 Jahren um 25 cm zugenommen, was in erster Linie als eine Folge der unterhalb Hamburgs im Hauptfahrwasser ausgeführten umfangreichen Baggerungen anzusehen ist. Ein sehr viel besseres Beispiel dafür, was in einem Tidefluß durch Verbreiterung und Vertiefung des Querschnitts zu erreichen ist, bietet aber die Weser. Hat doch nach den Angaben des Strombaudirektors Plate in dem oben bereits erwähnten Aufsatze die Flutgröße bei Bremen infolge der Stromerweiterung der Unterweser in der Zeit von 1886 bis 1924 um rd. 2,00 m zugenommen. Umgekehrt wird sich also die Flutgröße in einem Fluß oder sonstigen Gewässer vermindern müssen, sobald dessen Querschnitt durch Aufschlickung oder infolge anderer Einflüsse verringert wird.

Dieselbe Erscheinung wie bei der Eider, wo nach einem Ansteigen des Hochwassers in der Mündung beim Vordringen der Flutwelle in den eigentlichen Flußlauf alsbald ein Fallen ihres Scheitels eintritt, ist auch bei vielen Nebenflüssen der Tideströme zu beobachten. Beispielsweise erreichte das Hochwasser in der Lühe, einem linken Nebenfluß der Elbe, im Durchschnitt der Jahre 1921 bis 1925 an dem 11 km oberhalb der Mündung liegenden Flutmesser zu Horneburg nur eine um 18 cm geringere Höhe als an der Mündung. Diese Mündung liegt ungefähr 130 km von Helgoland entfernt. Auch bei der 9,5 km oberhalb der Lühe in die Elbe mündenden Este liegt das durchschnittliche Hochwasser in der Mündung meist etwas höher als bei dem 10 km oberhalb dieser Mündung liegenden Orte Buxtehude. In seinem Handbuche des Wasserbaues weist Engels ebenfalls darauf hin, daß in toten Seitenarmen und Nebenflüssen eines Tideflusses die Hochwasserlinie meistens nach oben hin fällt, daß also das Hochwasser am oberen Ende eines Seitenarmes oder Nebenflusses meistens nicht mehr die Höhe erreicht, die es an der Mündung hat.

Aus einem Vergleich der Wasserstände bei Bremerhaven, Cuxhaven und Tönning mit denen bei den Orten Wilhelmshaven, Husum und Dagebüll sehen wir dann weiter, daß der mittlere Wasserstand dort mehr gehoben wird, wo die Flutwelle in eine Flußmündung eindringt, als an den Stellen, wo von der Landseite kein Wasserzufluß stattfindet. Wie aus der Tabelle hervorgeht, liegt der mittlere Wasserstand in Wilhelmshaven 16 cm tiefer als in Bremerhaven, der mittlere Wasserstand in Husum um 21 cm und in Dagebüll 18 cm tiefer als in Tönning. Für den Ort Dagebüll, der etwa 35 km nordnordwestlich von Husum gelegen ist, wird in den Jahrbüchern für Gewässerkunde nur das gewöhnliche Hochwasser, nicht auch das gewöhnliche Niedrigwasser angegeben. Das erstere liegt nach der Tabelle bei + 0,99 m NN oder 1,40 m über dem Mittelwasser bei Helgoland. Nach den Gezeitentafeln der Deutschen Seewarte für 1927 ist das NW in Dagebüll ungefähr gleich dem NW bei Helgoland. Danach würde sich für Dagebüll ein MW ergeben, das 14 cm höher ist als dasjenige von Helgoland und noch 3 cm höher als dasjenige von Husum. Die Flutgröße beträgt bei Dagebüll nur rd. 2,50 m, ist also erheblich geringer als bei Husum.

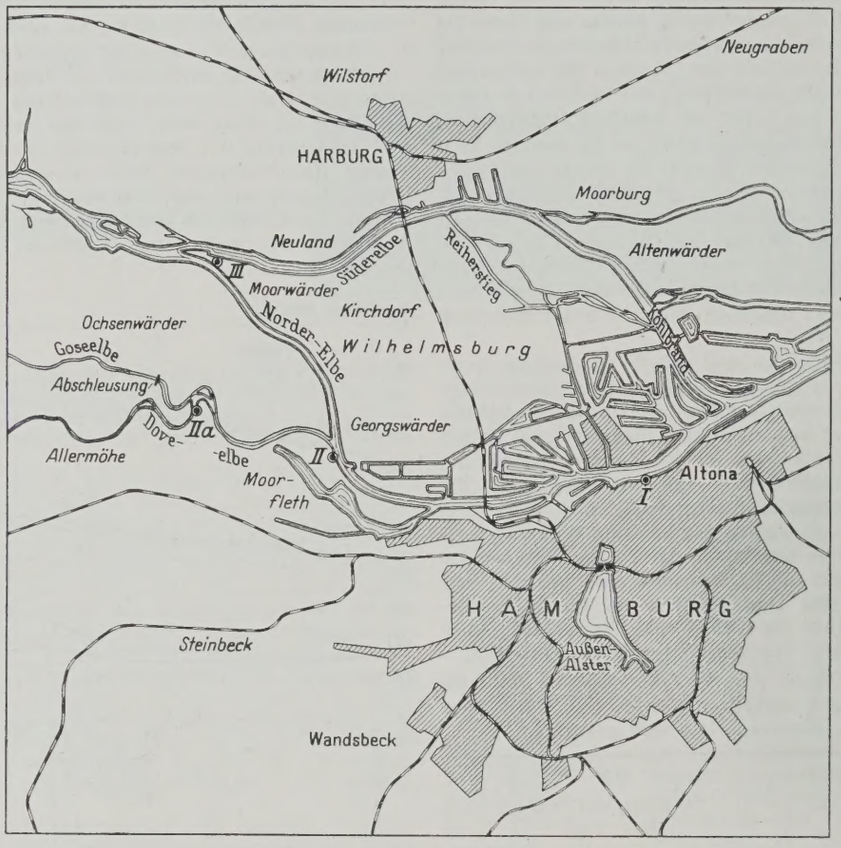


Abb. 2.

Diese Zahlenangaben für Dagebüll stammen alle aus der Zeit vor der Erbauung des Hindenburgdammes. Von allen in dem hier behandelten Tidegebiet in letzter Zeit ausgeführten Bauarbeiten hat der Bau dieses Dammes ohne Zweifel das größte allgemeine Interesse gefunden. Welche Änderungen der Damm auf die Tideverhältnisse und die Wasserstände in seiner Umgebung ausübt, wird sich bald zeigen. Die Überlegungen, die die mit der Ausführung betraute Wasserbauverwaltung in dieser Hinsicht vor dem Beginn des Baues angestellt hat, und die dazu geführt haben, die Festlandsdeiche auf beiden Seiten des Dammes um ein gewisses Maß zu erhöhen, hat der Regierungsbaurat Dr.-Ing. Pfeiffer in einer Schrift „Untersuchungen über den Einfluß des geplanten Dammbaues zwischen dem Festlande und der Insel Sylt auf die Wasserverhältnisse am Damm und der anschließenden Festlandsküste“ bekanntgegeben. Durch diese Untersuchungen sollte vor allem festgestellt werden, ob und in welchem Ausmaße eine Erhöhung der Sturmfluten infolge des Dammbaues zu erwarten sei. Bezüglich des gewöhnlichen Hochwassers wird nur eine Erhöhung von 10 cm, d. h. von + 0,85 auf + 0,95 m NN erwartet. Ob diese Erwartung eingetroffen ist, wird man aus den nach Fertigstellung des Dammes angestellten Wasserstandsbeobachtungen schon jetzt annähernd festzustellen vermögen. Dr.-Ing. Pfeiffer hat in der erwähnten Schrift angegeben, daß das gewöhnliche Hochwasser in Dagebüll + 1,29 m NN, in Südwesthörn + 0,99 m NN, in Hoyerschleuse + 0,75 m NN und bei List + 0,51 m NN war. Ich führe das an, um darauf hinzuweisen, daß der Scheitel der zwischen dem Festlande von Schleswig-Holstein und der Insel Sylt vor der Erbauung des Hindenburgdammes hindurchströmenden Flutwelle ein erhebliches Gefälle von Süden nach Norden hatte, und daß, da in jeder Tide auch sehr viel mehr Wasser von Süden nach Norden als umgekehrt floß, mit Recht angenommen worden ist, daß sich die Flutwelle auf der Südseite des Dammes höher erheben wird als diejenige auf seiner Nordseite. Da der Scheitel der Flutwelle im allgemeinen von der Grenze des Wattenmeeres aus nach der Festlandküste zu ansteigt, und da das Ostende des Hindenburgdammes ungefähr ebenso weit von der Grenze des Wattenmeeres entfernt ist als der Ort Dagebüll, wird man für die Zukunft ungefähr mit der gleichen Höhe des gewöhnlichen Hochwassers an den beiden Orten rechnen müssen, da ja das Abfließen des Wassers zwischen Sylt und dem Festlande hindurch nach Herstellung des Dammes nicht mehr möglich ist, der Grund für das Auftreten eines Gefälles des Hochwasserspiegels nach Norden zu also fortgefallen ist. Vermutlich wird auch die Flutgröße am Ostende des Dammes zunächst dasselbe Maß aufweisen wie bei Dagebüll. Falls sich indessen die von den Zeitungen

gemeldete starke Aufschlickung fortsetzen sollte, wird sich die Flutgröße an dem Damm verringern müssen, sobald die zu ihrer Entwicklung erforderliche Wassertiefe nicht mehr vorhanden ist, und es ist möglich, daß dadurch gegenüber der durch andere Umstände bewirkten Erhöhung der Wasserstände ein Ausgleich geschaffen wird.

Ein viel weniger allgemein interessierendes Beispiel einer im Tidegebiet ausgeführten Abdämmung, die aber die Gemüter der in der Nähe wohnenden Landbewohner stark erregt hat und noch erregt, bietet die im Jahre 1925 von der hamburgischen Bauverwaltung ausgeführte Abdämmung oder Abschleusung der sogenannten Goseelbe.

Rd. 4 km oberhalb der Elbbrücken bei Hamburg mündet in die Norderelbe ein etwa 18 km langer toter Elbarm, die Doveelbe (Abb. 2). In diese mündet etwa 4 km oberhalb ihrer Mündung ein zweiter toter Elbarm, die Goseelbe. Der letztere Arm wurde in Verbindung mit der Herstellung einer künstlichen Entwässerung des südlich von ihm gelegenen Marschgebietes kurz oberhalb seiner Mündung in die Doveelbe durch einen mit einer Schiffahrtschleuse versehenen, sturmflutfrei ausgeführten Damm abgeschlossen. Bevor diese Abschleusung ausgeführt wurde, konnte man von den Anliegern der Doveelbe die Ansicht vertreten hören, daß alles Wasser, das damals noch während der Flut in die Goseelbe einströmte, sich nach Ausführung der Abschleusung in die Doveelbe drängen müsse. Infolgedessen würde das Hochwasser in der Doveelbe einen höheren Stand erreichen, so daß besonders bei Sturmfluten mit einer erhöhten Gefährdung der Deiche zu rechnen sei. Das Jahr 1926, in dem die Außendeichländereien nicht nur an der Oberelbe, sondern auch an der Doveelbe wochenlang überflutet wurden, schien die Richtigkeit dieser Ansicht zu bestätigen.

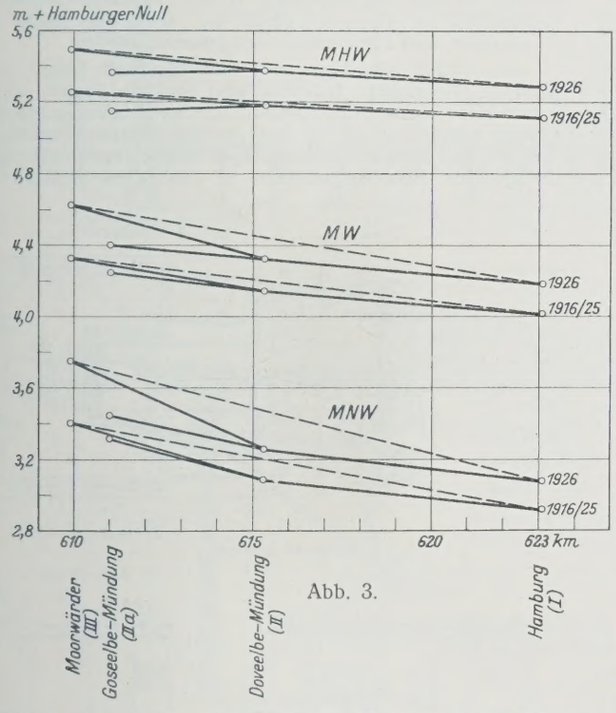


Abb. 3.

Nun befinden sich selbstzeichnende Flutmesser sowohl in unmittelbarer Nähe der Mündung der Doveelbe an der Norderelbe wie auch 4,5 km oberhalb dieser Mündung an der Doveelbe selbst; sie sind in Abb. 2 mit II und IIa bezeichnet. Die nächsten selbstzeichnenden Flutmesser der Norderelbe befinden sich rd. 8 km unterhalb der Mündung der Doveelbe in Hamburg (I) und rd. 5 km oberhalb derselben Mündung in Moorwärder (III). In Abb. 3 sind die durchschnittlichen Beobachtungsergebnisse des Jahres 1926 für MHW, MW und MNW an diesen vier Flutmessern mit den durchschnittlichen Beobachtungsergebnissen aus den Jahren 1916 bis 1925 in Vergleich gestellt. Während im Jahre 1926 das gewöhnliche Hochwasser in Hamburg 18 cm und in Moorwärder 24 cm höher war als im Durchschnitt der Jahre 1916 bis 1925, war das Hochwasser an der Mündung der Doveelbe im Jahre 1926 nur 20 cm höher als in den Jahren 1916 bis 1925, obwohl es 21,6 cm höher hätte sein müssen, wenn sich die Erhöhung auf der Strecke von Hamburg bis Moorwärder gleichmäßig wachsend eingestellt hätte. Für das NW kommt eine Erhöhung um 16 cm bei Hamburg, um ebensoviel bei der Mündung der Doveelbe und um 35 cm bei Moorwärder in Betracht, während bei einem gleichmäßigen Anwachsen der Erhöhung auf der Strecke von Hamburg bis Moorwärder die Erhöhung bei der Mündung der Doveelbe statt 16 cm 27,6 cm hätte betragen müssen. Es ist also an der Mündung der Doveelbe eine relative Senkung des HW von 1,6 cm, des NW von 11,6 cm zu verzeichnen.

Damit in der Abbildung die relative Erniedrigung der Wasserstände bei der Mündung der Doveelbe oder dem Flutmesser II leichter erkennbar wird, sind die gestrichelten Verbindungslinien zwischen den Koordinatenendpunkten bei den Flutmessern I und III gezogen. Daß das Mittelwasser in der Doveelbe selbst ebenfalls niedriger geworden ist, erkennt man ohne weiteres aus dem Vergleich der Wasserstände beim Flutmesser IIa. Während das MHW hier ungefähr seinen früheren Stand beibehalten hat, keinesfalls aber gestiegen ist, zeigt das MNW im Verhältnis zum MNW beim Flutmesser II eine auffallende Absenkung. Diese Absenkung ist selbstverständlich ebenfalls nur vorhanden im Vergleich mit den Wasserständen bei den Flutmessern I und III, während der absolute Niedrigwasserstand der Doveelbe im Jahre 1926 um 12 cm höher war als im Durchschnitt der vorangegangenen 10 Jahre.

Da die Wasserstände in der Doveelbe ebenso wie in der Oberelbe auch im Jahre 1927 außerordentlich hoch gewesen sind, gibt das den Anliegern der Doveelbe immer erneuten Anlaß zum Vorbringen ihrer Klagen über die Abschleusung der Goseelbe und die für sie damit verbundenen Schädigungen. Als Heilmittel gegen diese Schädigungen verlangen sie die schleunige Abschleusung der Doveelbe möglichst an deren Einmündung in die Norderelbe und, wenn das nicht möglich sein sollte, für die unterhalb der Abschleusung liegenden Außendeichländereien zum mindesten Erhöhung der vorhandenen Sommerdeiche.

Daß die Abschleusung der Goseelbe in der unterhalb gelegenen Strecke der Doveelbe keine Erhöhung des Wasserstandes hervorrufen konnte, ergibt sich auch aus folgender Überlegung. Alle Seitenbecken eines Flusses, mögen sie lang sein, wie im Falle der Goseelbe, oder mögen sie kurz sein, wie bei Hafenbecken, stellen gewissermaßen eine Querschnittsverbreiterung des Flusses dar. Als solche hemmen sie den Wasserabfluß. Wenn der Fluß vorher ein gleichmäßiges Gefälle hatte, so bekommt die Gefällelinie bei Ausführung eines Seitenbeckens einen Knick nach oben. Umgekehrt wird auch die Gefällelinie eines Flusses gesenkt werden an einer Stelle, wo ein Seitenbecken beseitigt, also entweder zugeschüttet oder abgedämmt wird. Ich mache in dieser Beziehung noch auf Abb. 1 aufmerksam, wo sich in der Niedrigwasserlinie der Elbe beim Flutmesser Blankenese ein deutlicher Knick nach oben zeigt, der zweifellos auf die dort beginnende Stromspaltung sowie auch auf die oberhalb Blankeneses von der Elbe abzweigenden Hafenbecken des hamburgischen Hafens zurückzuführen ist.

Wie wertvoll das Vorhandensein von selbstzeichnenden Flutmessern in vielen Fällen sein kann, um einwandfrei die infolge einer Bauausführuug einsetzenden Veränderungen der Wasserstände an einem bestimmten Orte festzustellen, dürfte aus dem Beispiel der Abschleusung der Goseelbe genügend hervorgehen. Wenn nicht die Oberelbe zwei Jahre hintereinander außergewöhnliches Oberwasser geführt und dabei die Doveelbe mit beeinflußt hätte, dann hätten sich wahrscheinlich längst die Gemüter der Uferanlieger der Doveelbe beruhigt.

Diese Schilderung der Wasserstandsverhältnisse im Tidegebiet will ich nicht abschließen, ohne darauf hinzuweisen, daß sich in dem hier behandelten Küstengebiet seit Jahren schon eine allmähliche Zunahme der Höhe der gewöhnlichen Wasserstände hat beobachten lassen. So hat sich der mittlere Wasserstand in Cuxhaven gegenüber dem Durchschnitt der Jahre 1870 bis 1879 um 15 cm im Durchschnitt der Jahre 1916 bis 1925 gehoben, während die Flutgröße in der gleichen Zeit von 2,82 m auf 2,88 m gewachsen ist. Ob es sich hierbei um eine allmähliche Senkung der deutschen Nordseeküste handelt, oder ob nicht vielmehr kosmische Einflüsse diese Erhebung des Wasserspiegels bewirkt haben, ist bisher noch nicht klargestellt worden. Bei den weiteren in dieser Beziehung anzustellenden Untersuchungen wird es notwendig sein, auch die Wasserstandsbeobachtungen an der holländischen und vor allen Dingen an der englischen Küste mit zu Rate zu ziehen und festzustellen, ob in diesen Ländern ebenfalls Änderungen des mittleren Nordseewasserspiegels beobachtet worden, und in welchem Sinne diese Änderungen eingetreten sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hängebrücke von Florianopolis in Brasilien.

Die jetzt vollendete Hängebrücke bei Florianopolis ist mit einer Spannweite von 339,66 m die längste Brücke Südamerikas und die längste Augenstab-Hängebrücke der Welt. Sie wurde für die Regierung des brasilianischen Staates Santa Katharina gebaut, kreuzt den schmalen Arm des Atlantischen Ozeans zwischen dem Festlande und der vorgelagerten Insel Santa Katharina und dient dem Straßen- und Straßenbahnverkehr, ferner zur Aufnahme eines Hauptrohres für die Wasserversorgung von Florianopolis, das auf der Insel liegt und die Hauptstadt des genannten Staates ist.

Die Brücke ist in der „Bautechnik“ 1924, Heft 2, schon kurz besprochen. Im Maiheft von „Proceedings“ 1927 veröffentlichen Steinmann u. Grove einen vollständigen Bericht, dem wir folgendes entnehmen.

Das Bauwerk ist bemerkenswert als die erste Hängebrücke, bei der eine erhebliche Versteifung und Verbilligung der Konstruktion dadurch

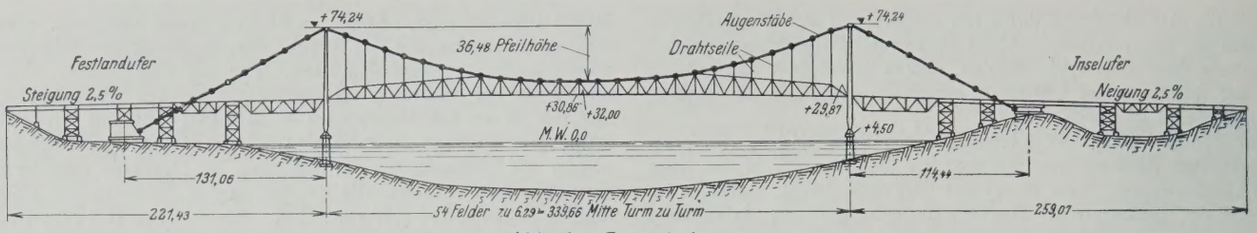


Abb. 1. Gesamtschema.

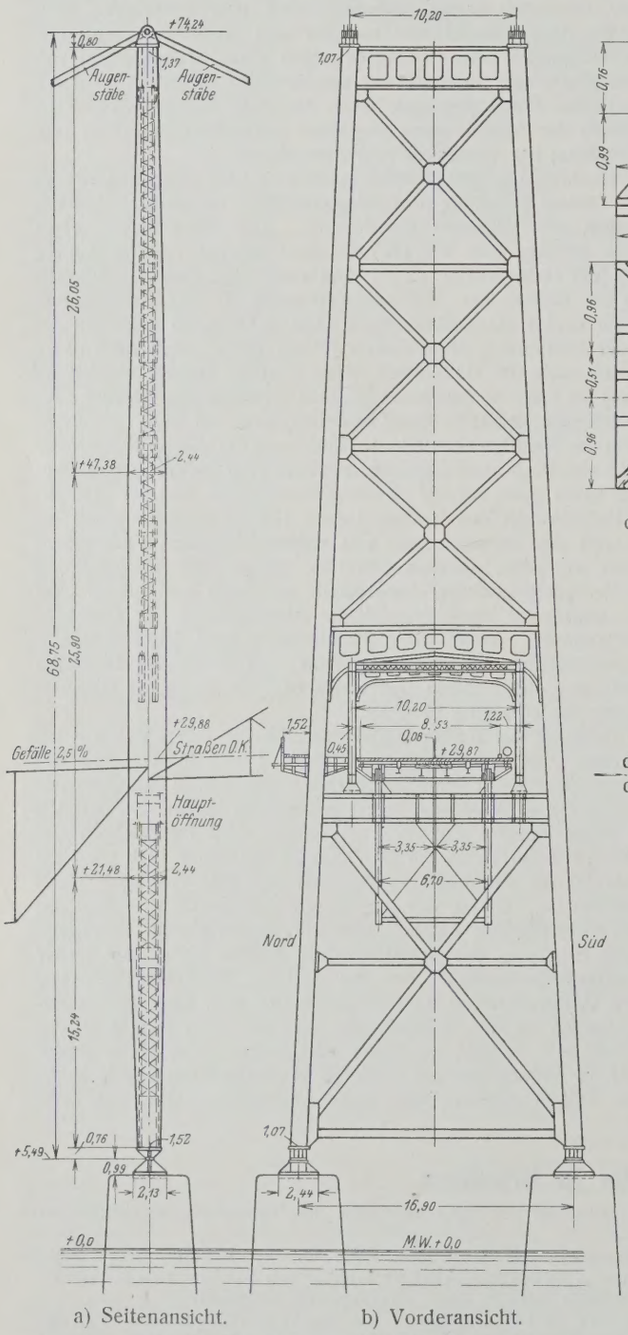
erreicht wurde, daß die Hängeglieder gleichzeitig in die obere Gurtung des Versteifungsträgers einbezogen sind, die demzufolge auch nicht, wie üblich, parallel zum Untergurt, sondern unter Anpassung an die Biegelinie der Kette gestaltet ist. Eine weitere, erhebliche Werkstoffersparnis bringende Besonderheit sind die Pendeltürme, die hier zum ersten Male für eine Hängebrücke verwendet wurden. Ferner kamen bei der Brücke zum ersten Male Augenstäbe aus einem neuen, hochgekohlten Stahl mit einer Streckgrenze von 5274 kg/cm² und darüber und einer zulässigen Beanspruchung von 3516 kg/cm² zur Anwendung. Der Preis hierfür entsprach bei der Ausschreibung demjenigen für das billigste Angebot auf Drahtkabel.

Der ursprüngliche Entwurf einer Hängebrücke üblicher Art hatte in starkem Wettbewerb mit dem einer Auslegerbrücke gestanden, die erwähnten Änderungen gaben jedoch den Ausschlag zu ihren Gunsten.

Das Verfahren beim Zusammenbau der Augenstabkette und der Versteifungsträger ohne Lehr- und Arbeitsgerüst mit Hilfe eines Baukabels ist als völlig neu und als zweckmäßig zu bezeichnen; während der ganzen Bauzeit ist kein Verlust an Menschenleben zu beklagen gewesen.

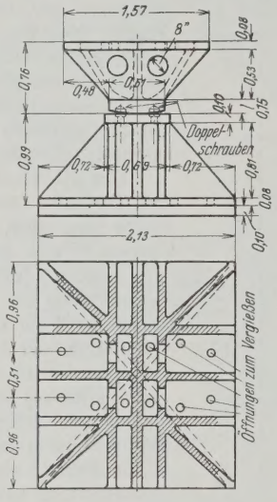
Abb. 1 stellt schematisch die Brücke mit den Anfahrten dar, deren Gesamtlänge auf dem West- oder Festlandufer 221,43, auf dem Ost- oder Inselufer 259,07 m beträgt, so daß die volle Länge des Bauwerks rd. 820 m erreicht. Bei den üblichen Hängebrücken trifft das die Zugspannungen aufnehmende Hängekabel nur in der Mitte den Obergurt des Versteifungsträgers, in dem vor allem Druckspannungen auftreten. Ein solches Nebeneinander zweier wichtiger, ganz verschieden beanspruchter Bauglieder bedingt offenbar einen starken Werkstoffaufwand. Vereinigt man die beiden Teile des Bauwerks wenigstens teilweise, so ergibt sich eine Verminderung der entgegengesetzt gerichteten Spannungen, d. h. eine Verminderung der Zugspannung in Kettenmitte und der Fortfall des betreffenden Obergurtteils. Diese Ausnutzung der Aufhängung für die obere Gurtung des Versteifungsträgers wird allerdings auf die mittlere Hälfte der Spannweite beschränkt werden müssen, da andernfalls in den äußeren Vierteln die Ersparnisse im Obergurt durch die übergroße Länge der Schrägstäbe und Hängeeisen wettgemacht würden.

Die Versteifungsträger der Hängebrücken haben meist parallele Gurtungen. Offenbar wird aber ein System vorteilhafter sein, dessen Querschnitte sich dem Spannungsverlauf ebenso anpassen, wie es bei anderen Eisenbauwerken der Fall ist: Bei dem Versteifungsträger einer Hängebrücke treten die größten Biegungsmomente in den Viertelpunkten auf,

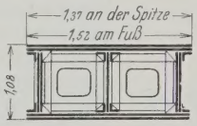


a) Seitenansicht. b) Vorderansicht.

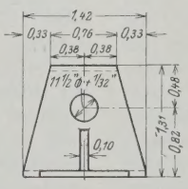
Abb. 2. Einzelheiten der Pendeltürme.



c) Pendelauflager.

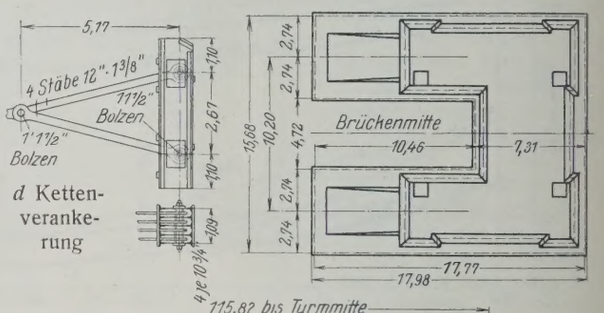


d) Wagerechter Schnitt durch die Turmsäulen.

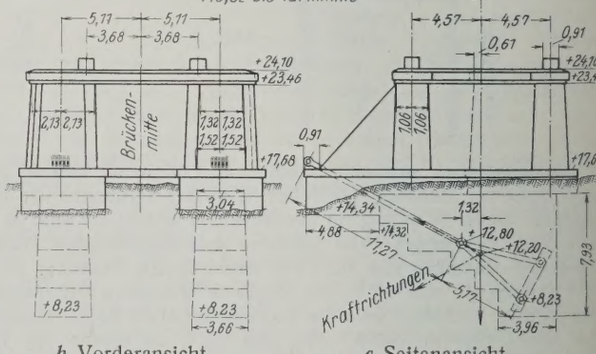


e) Kettenauflager.

a Grundriß



d Kettenverankerung



b Vorderansicht *c* Seitenansicht

Abb. 3.
Betonwiderlager für die Verankerung der Hängeketten.

folglich muß dort auch sein Querschnitt am größten sein, nach der Mitte und den Enden aber abnehmen. Außerdem ist bei einer derartigen Ausbildung die Gleichmäßigkeit der einzelnen Gurtstäbe und damit weitere Ersparnis leichter zu erzielen. Weiterhin ist die wechselnde Trägerhöhe von erwünschtem Einfluß auf die Verminderung der Schwingungswirkungen: Dieser Einfluß ist im vorliegenden Fall und unter den üblichen Belastungsannahmen in den Viertelpunkten am stärksten und von der hier vorhandenen Trägerhöhe abhängig.

Die Brücke von Florianopolis stellt zwar die erste Ausführung ihres Systems dar, die diesem zu Grunde liegenden Grundsätze sind jedoch seit geraumer Zeit bekannt: Bereits 1895 besprach Landsberg einen derartigen Vorschlag für eine Rheinbrücke bei Bonn, 1907 arbeitete

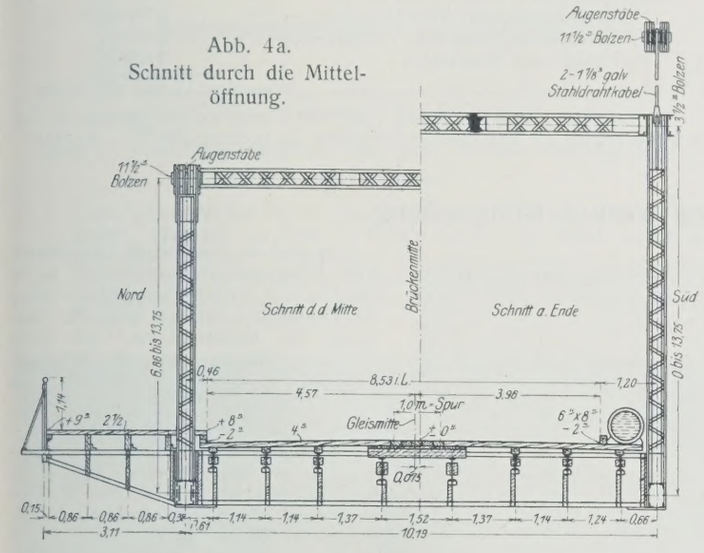
L. S. Moisseiff den ähnlichen Entwurf einer Brücke mit 430 m Haupt- und 215 m Seitenöffnung aus, und 1911 entwickelte R. Sonntag ähnliche Grundsätze im Juliheft der Zeitschrift „Eisenbau".

Für Amerika neu ist auch die Bauart der Pendeltürme, die bisher von größeren Brücken nur die 1903 gebaute Elisabeth-Brücke in Budapest und die 1915 vollendete Rheinbrücke in Köln aufweisen.

Die nach Art einer Pendelsäule konstruierten Türme stellen technisch und wirtschaftlich einen erheblichen Fortschritt dar. Sie schließen die Biegungsbeanspruchungen infolge des Kettenzuges aus, ermöglichen mithin erhebliche Querschnittsersparnis und vermeiden die Schwierigkeiten bei der Montage, die die Verlegung der Kette auf den vorher in voller Turmhöhe aufgebrachten Seilrollen notwendig bot.

Wie Abb. 2 zeigt, hat der Turm eine Höhe von 68,75 m, eine untere Breite von 16,90 m und eine obere von 10,20 m, die der Fahrbahnbreite und dem mittleren Abstande der Versteifungsträger entspricht, so daß die Kabel in lotrechter Ebene hängen. Die Türme sind auf eine größte wagerechte Belastung von 1752 t für jede Kette berechnet, was auf jede

Abb. 4a.
Schnitt durch die Mittelöffnung.



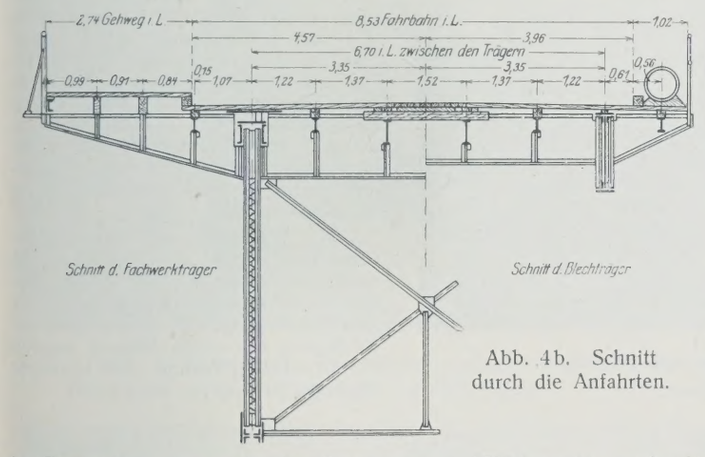


Abb. 4b. Schnitt durch die Anfahrten.

der Turmsäulen eine senkrechte Belastung von 1720 t macht, zu der für die unteren Felder der Türme noch die senkrechten Lasten des Versteifungsträgers mit 109 t und diejenigen der Überbauten für die Anfahrten mit 136 t kommen. Die Türme erhalten ferner an der Spitze einen größten Seitendruck von 34 050 kg, der aus dem von den Ketten übertragenen Winddruck herrührt, im unteren Teil seitliche Belastungen von 86 260 kg aus dem Winddruck auf das Fachwerk der Träger. Der andernfalls zu diesen Lasten noch hinzukommende und eine beträchtliche Verstärkung der Turmquerschnitte erfordernde, an der Spitze angreifende Kettenzug wird durch diese Wahl der Auflagerung ausgeschaltet.

Die Betonblöcke für die Verankerung der Ketten sind in Abb. 3 dargestellt, sie haben zwecks möglichst großer Wirksamkeit ⊐-förmigen Grundriß und Hauptabmessungen von etwa 18,0 · 15,70 m; der Ankerblock auf dem Ost- (Insel-) Ufer konnte auf festen Felsen gegründet werden, während der andere auf dem Festlandufer eine Gründung auf Pfählen erforderte, von denen ein Teil der vorderen — etwa 25% der Gesamtzahl — in Richtung der Druckresultanten geschlagen wurde.

Die vier Hauptpfeiler für die Kettentürme sind in Beton ausgeführt, haben zylindrische Form, 4,88 m Durchm. im Schaft und 5,18 m am Kopf, und ruhen auf 9,1 · 9,1 m großen Fundamenten. Diese geringen Abmessungen sind ebenfalls ein Ergebnis der oben erörterten Auflagerausbildung. Mit der Gründung wurde im Frühjahr 1923 begonnen: Sie gestaltete sich infolge ungünstiger Untergrund- und Uferverhältnisse anfänglich schwierig und machte umfangreiche und sorgfältige Spundwandarbeiten notwendig.

Die Fahrbahn der Brücke ist in Abb. 4a u. 4b dargestellt: Sie trägt einen Fahrdamm von 8,53 m Breite, in dessen Mitte ein Straßenbahngleis von 1,0 m Spurweite läuft, und einen an der Nordseite 2,74 m weit auskragenden Gehweg. An der Südseite ist die 0,56 m weite Trinkwasserleitung gelagert.

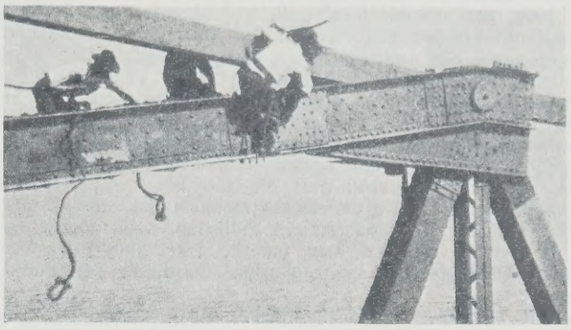


Abb. 5. Zusammenbau des Obergurtes.

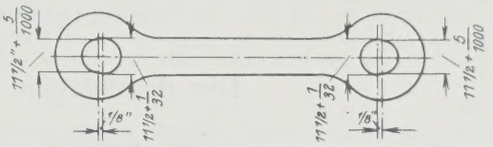


Abb. 6. Augenstab.

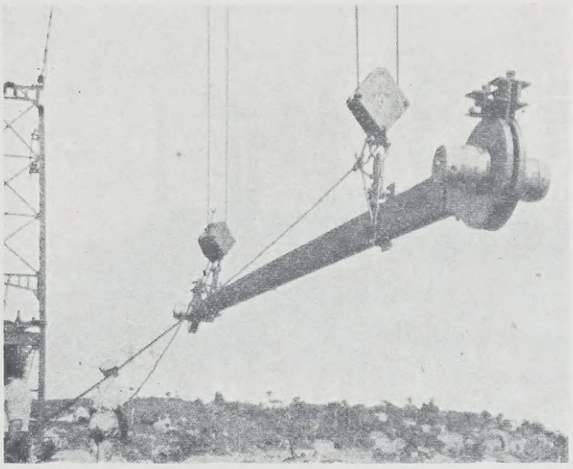


Abb. 7. Hissen und Versetzen eines Augenstabes.

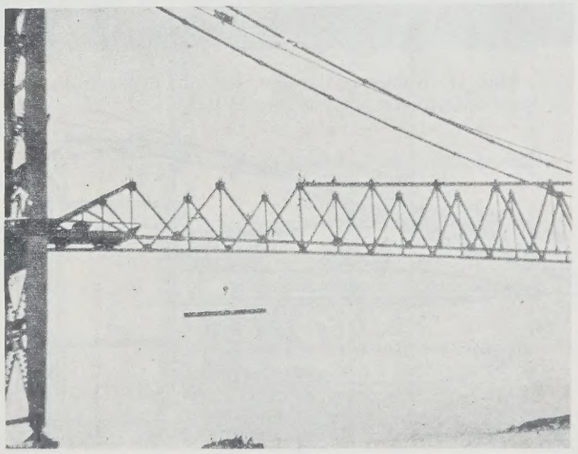


Abb. 8. Zusammenbau des Versteifungsträgers mit Hilfe eines Baukabels.

Die Bauaufnahme, Abb. 5, zeigt eine Einzelheit von dem Zusammenbau des Obergurtes, nämlich die Verbindung der Augenstäbe der Kette mit dem ⊏-Eisen des Fachwerks. Abb. 6 gibt Gestalt und Maße eines Augenstabes wieder. Abb. 7 zeigt das Hissen und Versetzen eines solchen, bereits mit den Verbindungsbolzen versehenen Augenstabes. Abb. 8 endlich stellt die Montage des Versteifungsträgers von einem einstweilig von Turm zu Turm gespannten Baukabel dar und läßt ebenfalls den schon in Abb. 7 gezeigten Einbau der Augenstäbe der Kette in den Obergurt des Trägerfachwerks erkennen.

Der Gang der Arbeiten war folgender:

Nach Herstellung der Fundamente und Pfeiler begann man am 25. Juli 1924 mit dem Einrichten der Baustelle und dem Aufstellen der Maschinen und Geräte, die übrigens eine siebenwöchige Reise von New York her zu machen hatten. Alsdann begannen die Arbeiten an den beiden Anfahrten, von denen die landseitige (Abb. 1) nach drei Monaten am 8. November 1924, die auf der Insel nach $2^1/_2$ Monaten am 5. Januar 1925 fertig war. Inzwischen war man an das Aufstellen und Montieren der Türme gegangen, die nach Bauzeiten von sechs bezw. fünf Wochen am 27. Dezember 1924 auf dem Festlande und am 1. Februar 1925 auf dem Inselufer fertiggestellt waren. Nachdem auf ihrer Spitze die Seilrollen eingebaut und das nötige Gerät für die Hissung und Verlegung der Ketten aufgestellt war, wurde zunächst die nördliche, darauf die südliche Kette zusammengesetzt und auf die Lagerrollen gebracht, was vom 23. Februar bis zum 7. März 1925 bezw. vom 26. März bis 2. April 1925 dauerte. Sehr schnell wurde das Trägerfachwerk montiert; für Streben und Untergurt erforderte dies 14 Stunden beim südlichen, beim nördlichen Träger nur je 10 Stunden, während man für die Herstellung des Obergurtes 18 Stunden benötigte. Im ganzen erforderte dieser Teil der Arbeiten 45 Arbeitstage.

Bis zur Herstellung der sämtlichen, etwa 50 000 Niete zählenden Anschlüsse mußten die Ketten künstlich durch Aufbringen von Sandlasten beschwert werden bis zur Erzielung der im Entwurf vorgesehenen Belastung von 6550 kg/lfd. m und einer Durchbiegung von 36,6 m, die zur Herstellung der Anschlüsse erforderlich und durch das nur 4465 kg/lfd. m betragende Eigengewicht allein nicht erreichbar war.

Als letzter Teil der Arbeiten war der Anstrich am 31. August 1925 vollendet, so daß die Aufstellung der Eisenkonstruktion im ganzen fast genau 14 Monate dauerte, wovon die eigentliche Montage etwa ein Jahr erfordert hatte. Verbaut sind für die Hängebrücke von Florianopolis:

Ketten:	Augenstäbe und Bolzen	780 t
Brücke:	Fachwerkträger	840 „
	Fahrbahn	420 „
Türme:	Säulen und Querverband	830 „
	Lager	90 „
Verankerung:	Augenstäbe und Träger . .	110 „
Anfahrten:	Überbauten	960 „
	Fachwerkpfeiler	290 „
Verschiedenes:	Geländer usw.	80 „
	zusammen	4 400 t Baustahl.

An Beton waren erforderlich für die

Verankerung auf dem Inselufer	2 700 m³
Verankerung auf dem Festlandufer . . .	4 600 „
Pfeiler und Widerlager	3 850 „
zusammen	11 150 m³. Beton.

An Baukosten sind insgesamt 1 400 000 $ aufgewendet worden, wovon etwa die Hälfte für die Eisenkonstruktion zu rechnen ist. Kittel.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Bauanlagen des Großkraftwerkes Klingenberg.

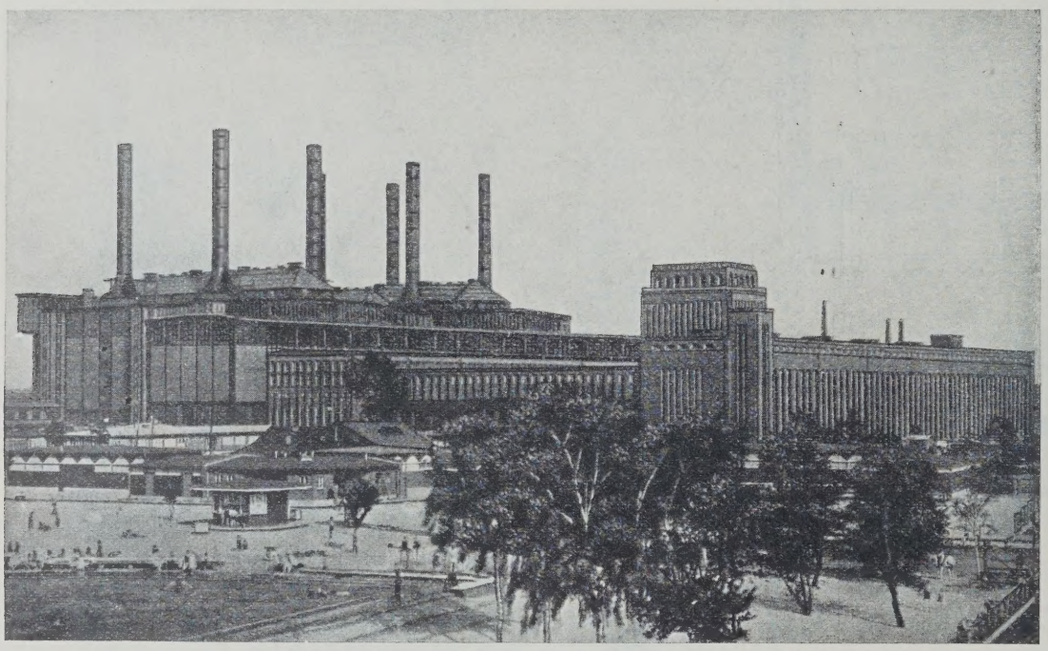
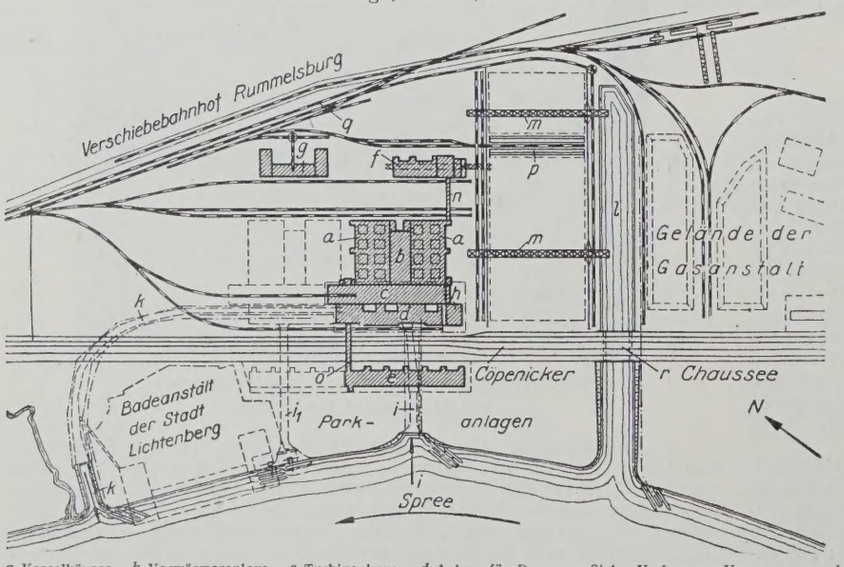


Abb. 1. Kohlenmahlanlage, Kessel-, Maschinenhaus nebst Vorbau und Schalthaus.

In der als Sonderheft „Großkraftwerk Klingenberg“ erschienenen Nr. 53 der Z. d. V. d. I. 1927 behandelt R. Laube die Grundsätze für die Wahl der Bauweise, die Konstruktions- und Rechnungsgrundlagen sowie die Beschreibung der einzelnen Bauwerke. Aus dem Bericht sei das Folgende auszugweise wiedergegeben:

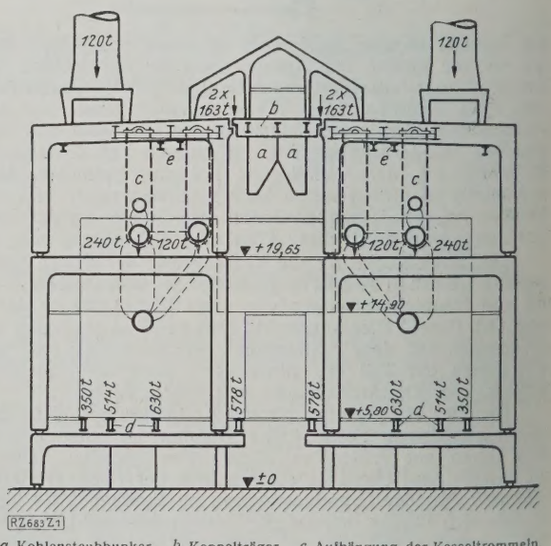
Das in Abb. 1 in der Gesamtansicht von Süden her, in Abb. 2 im Grundriß dargestellte Kraftwerk steht auf einem Grundstück von 198 200 m², wovon 20 716 m², also 10,5 % bebaut sind. Der am 15. September 1925 begonnene, seit Mai 1927 im Betrieb befindliche erste Ausbau umfaßt eine Maschinenleistung von 270 000 kW. Die Anordnung bietet die Möglichkeit, das Werk auf den doppelten Umfang zu erweitern; Wasser- und Kohlenzufuhr, Kohlenlagerplatz und Warte sind von vornherein für den endgültigen Ausbau von 540 000 kW Leistung bemessen worden.

Mit Rücksicht auf die Ausdehnung der Anlage, die Neuerungen in maschinen-, wärme- und elektrotechnischer Hinsicht, die Dringlichkeit des Bauwerkes und die Kürze der zur Verfügung stehenden Bauzeit wurden bei der Inangriffnahme der Entwürfe folgende Grundsätze aufgestellt:



a Kesselhäuser. *b* Vorwärmeranlage. *c* Turbinenhaus. *d* Anbau für Pumpen-, Sieb-, Umformer-, Umspanner- und 6000-V-Anlage. *e* 30 000-V-Schalthaus. *f* Kohlenmahlanlage. *g* Werkstatt und Lager. *h* Wohlfahrts- und Bureaugebäude. *i* Bestehender Kühlwasser-Einlaufkanal. i_1 Einlaufkanal für den Erweiterungsbau. *k* Bestehender Kühlwasser-Auslaufkanal. *l* Stichkanal für Kohleneinfuhr. *m* Kohlenlagerplatz-Brücken. *n* Verbindungsbrücke für Kohlenstaubleitung, *o* Verbindungsbrücke für Kabel. *p* Schüttgruben für Bahntransport der Kohle. *q* Anschlußgleise. *r* Straßenbrücke über den Stichkanal.

Abb. 2. Lageplan des Großkraftwerkes.



a Kohlenstaubbunker. *b* Koppelträger. *c* Aufhängung der Kesseltrommeln. *d* Trägerrost für den Kessel. *e* Laufkatzenträger.

Abb. 3. Kesselhausquerschnitt mit den Einzellasten für ein Binderpaar.

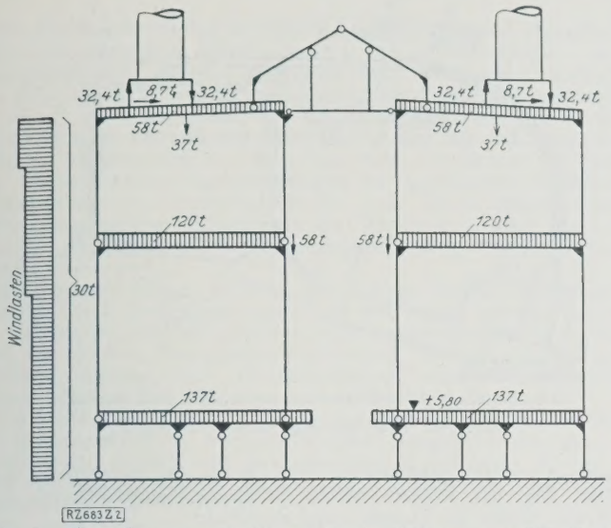


Abb. 4. Kesselhausquerschnitt mit Dach-, Bühnen- und Windlasten für einen Binder.

1. Eisenbeton soll nur für die Fundamente und Tiefbauten Verwendung finden, allenfalls noch für Teile der Anlage, für deren Ausführung genügend Zeit zur Verfügung steht;
2. alle Hochbautragwerke der Gebäude, die für die Aufstellung der Maschinen, Kessel usw. rechtzeitig zur Verfügung stehen müssen, werden aus Eisen hergestellt;

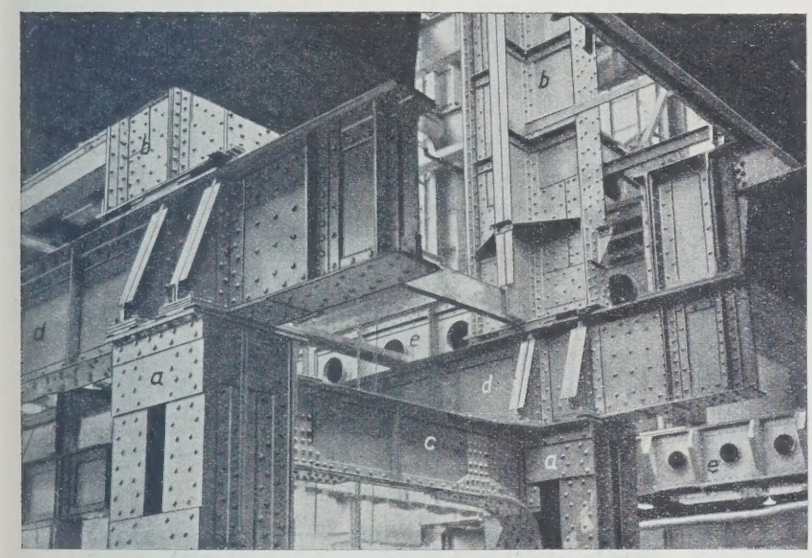


Abb. 5. Einzelheiten der Eisenkonstruktionen des Kesselhauses, Hauptsäulen am Mittelgang.

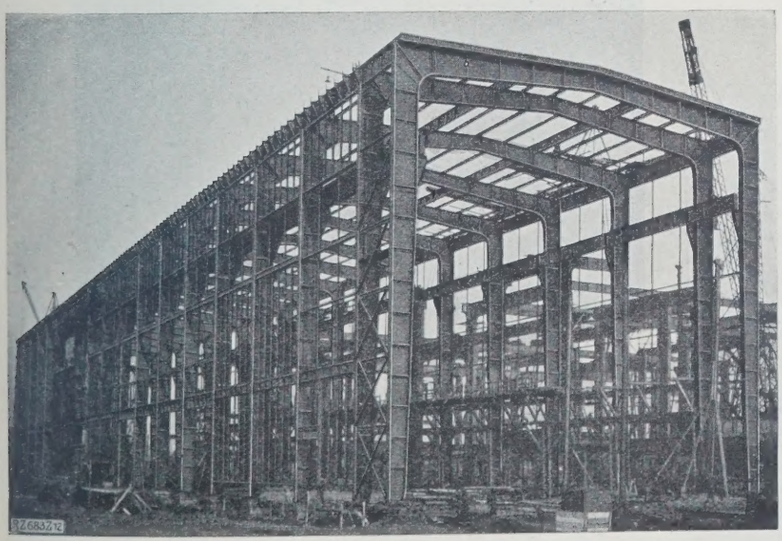


Abb. 7. Eisenkonstruktion des Turbinenhauses.

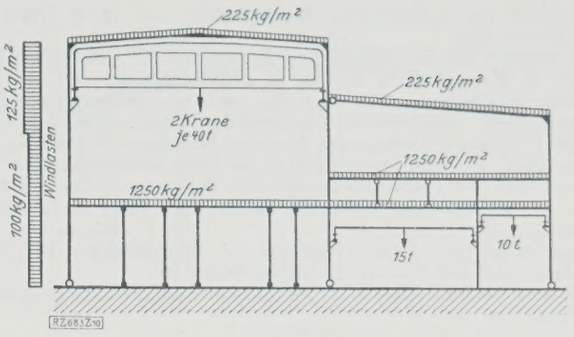


Abb. 6. Querschnitt durch Turbinenhaus und Vorbau mit Lasten eines Binderfeldes.

3. die Gebäude werden, auch wenn sie aneinanderstoßen, unabhängig voneinander durchgebildet;
4. die Enwürfe für jedes einzelne Gebäude sollen so durchgebildet werden, daß Änderungen während der Bearbeitung der Pläne und während der Bauzeit sowie bei späteren Erweiterungen und Umbauten möglich sind;
5. die statischen Grundsätze sind so zu wählen, daß die Bauwerke einfach werden und einen schnellen und unabhängigen Einbau der Ausrüstung gestatten.

Für die Gestaltung der Tragwerke kamen in erster Linie Vollwandträger in Frage, weil Fachwerke bei der Größe der aufzunehmenden Gewichte, abgesehen von der Rücksicht auf geringe Bauhöhe und sonstige Nachteile, wie schwierige Reinhaltung und schwierigen Neuanstrich, nicht wirtschaftlich gewesen wären. Vollwandträger boten weiter den Vorteil, daß man Lasten an jeder Stelle aufhängen kann, während bei Gitterwerk nur die Knotenpunkte in Frage kommen.

Der Baugrund besteht aus Sand und Kies von verschiedenen Korngrößen; die Schichten verlaufen ziemlich regelmäßig. Das Gelände liegt nahezu eben auf + 34,80 über NN. Der Grundwasserspiegel liegt 2,5 m tiefer auf + 32,30 und kommuniziert mit der Spree. Der Baugrund wurde bei gleich-

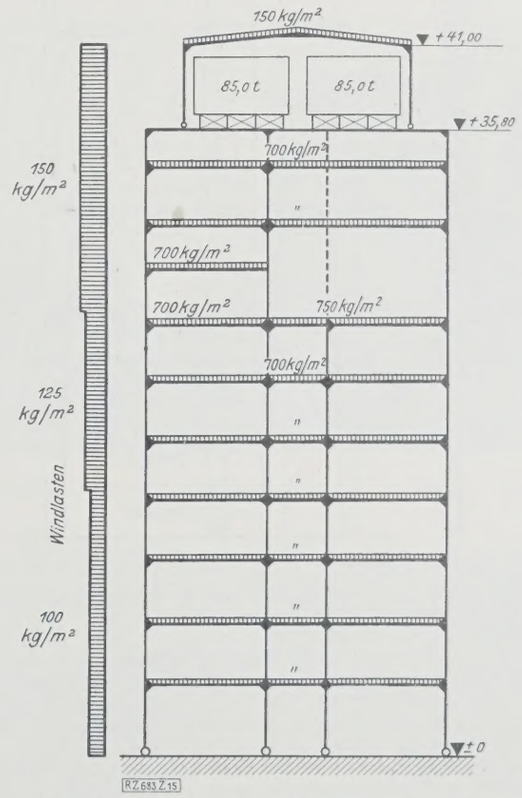


Abb. 8. Querschnitt durch das Verwaltungsgebäude mit Deckenlasten.

mäßig verteilter Last bis auf 3 kg/cm² belastet. Bei exzentrischer Last beträgt der Kantendruck bis zu 4 kg/cm².

In jedem Kesselhaus sind die 8 Kessel in den Seitenschiffen der 12,5 m breiten Binderfelder untergebracht. Je 2 Kessel haben einen gemeinsamen Schornstein, dessen Fuß in rd. 31 m Höhe liegt. Die Schornsteine stehen vollständig frei ohne jede Abspannung auf je zwei kleinen Rahmenböcken, die auf den obersten Gebäuderahmen über dem Dach ruhen,

und bestehen aus zylindrischen Blechmänteln von 3,9 m Durchmesser ohne Ausmauerung.

Die Bunker für Staubkohle liegen ebenfalls in den 12,5-m-Feldern und sind an Koppelträgern *b* (Abb. 3) aufgehängt, die sich auf die ins Mittelschiff auskragenden Konsolen der obersten Rahmen stützen. Die Kessellasten sind aufgeteilt; die Gewichte der Kesselgerüste, Ausmauerungen und Feuerungen lasten auf je vier Unterzügen *d* (Abb. 3) in der Höhe + 5,80. Sie betragen rd. 2070 t für jedes Binderfeld. Der Zweck dieser Anordnung der Kesselunterzüge war, das unterste Geschoß frei von Stützen zu erhalten und so einen hellen und freien Aschenkeller zu gewinnen.

Kesselanlage und Bunker werden von Arbeitsbühnen aus bedient, deren Gesamtlast mit 1250 kg/m² angenommen ist.

Folgende Lasten entfallen bei jedem Binder auf die einzelnen Rahmenstockwerke:

Oberstes Stockwerk:

Kessseltrommeln	180 t
Schornsteine ohne Wind	60 t
Kraglast der Bunker	163 t
Laufkatzen (Abb. 2)	37 t
Dachlast	58 t

Dazu kommt der Anteil an der Windlast.

Mittleres Stockwerk:

Last vom oberen Rahmen, außerdem Bühnenlasten . . . . . 120 + 58 t
und Windlasten.

Unteres Stockwerk:

Last vom mittleren Rahmen, außerdem

Kesselunterzüge	750 t
Bühnenlast	137 t

und Windlasten.

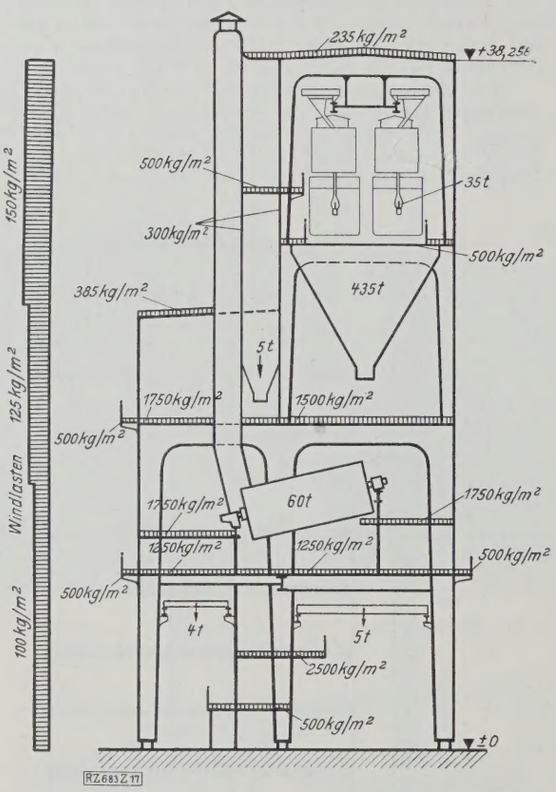
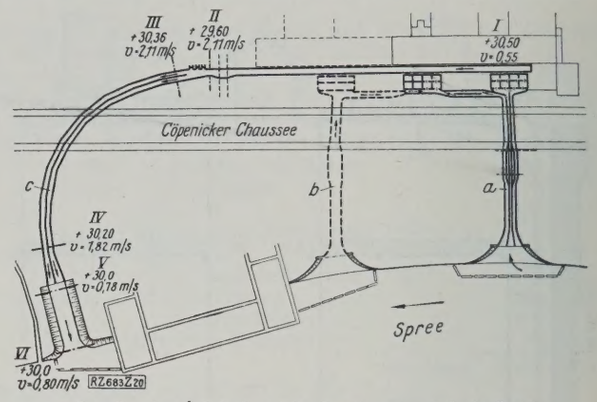


Abb. 9. Querschnitt durch die Kohlenmahlanlage mit eingetragenen Lasten.

Das statische System für die Aufnahme der senkrechten Lasten ist aus Abb. 1 erkennbar. Die beiden obersten Geschosse werden durch Zweigelenkrahmen gebildet, das untere Geschoß durch einen halben kontinuierlichen Rahmen mit mehreren Pendelstützen. Auf den Riegel des obersten Rahmens wirken sehr schwere Lasten. Diese Lasten durch Zwischenstützen nach unten zu übertragen war nicht möglich, weil der Innenraum der beiden oberen Geschosse für die ungehinderte Durchbildung der Kessel von Stützen frei bleiben mußte.

Für die Aufnahme des Winddruckes quer zur Gebäuderichtung wird von der Verbindung der beiden Schiffe durch den Koppelträger *b* in Abb. 1 kein Gebrauch gemacht. Dadurch wird erreicht, daß jede Hälfte des Kesselhauses für sich allein standsicher ist.

Die zulässigen Beanspruchungen des Eisens (St 37) wurden wie folgt festgesetzt: für den Fall, daß alle Lasten wirken, jedoch ohne Rücksicht auf Wind und Temperaturveränderungen $\sigma_{zul} = 1200$ kg/cm²; bei Einrechnung der beiden genannten Einflüsse und ungünstigster Last $\sigma_{zul} = 1400$ kg/cm². Die Umfassungswände sind Eisenfachwerke und in den 4,4-m-Feldern vollständig verglast, in den 12,5-m-Feldern zum Teil



a Zulaufkanal. *b* Zulaufkanal für Erweiterung. *c* Auslaufkanal.

Abb. 10. Plan der Kühlwasserversorgung.

verglast und zum Teil ausgemauert. Die Dächer sind im mittleren Aufbau mit Glas, über den Kesseln mit 10 cm dicken Hohlsteinplatten und in den übrigen Teilen als Zomakdecken ausgeführt.

Das Turbinenhaus hat rechteckigen Grundriß von 25,6 und 141,6 m Seitenlänge. Die Halle besteht aus vollwandigen Zweigelenkrahmen in 8,88 m Teilung. Auf + 7,85 m (Oberkante Turbinenfundament) ist eine Decke vorhanden (vergl. Abb. 5). Durch die ganze Halle laufen zwei Krane von je 40 t Tragkraft, deren Bahnen auf Konsolen der Rahmenstiele liegen. An der Straßenseite hat das Turbinenhaus zwei Vorbauten von je 21,8 × 33,3 m² Grundfläche. Im Bereich dieser Anbauten sind die Binder als zweifach statisch unbestimmte Träger ausgebildet. Abb. 5 zeigt Einzelheiten der Eisenkonstruktion des Kesselhauses, insbesondere der Hauptsäulen am Mittelgang, Abb. 6 den Querschnitt durch Turbinenhaus und Vorbau mit den Lasten des Binderfeldes, Abb. 7 die Eisenkonstruktion dieses Gebäudes.

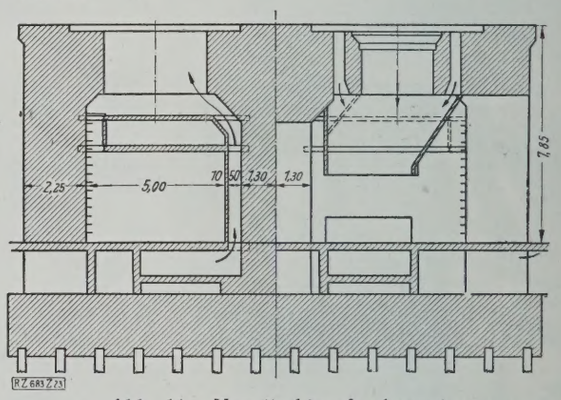


Abb. 11. Hauptturbinenfundament. Luftrückkühlung des Stromerzeugers.

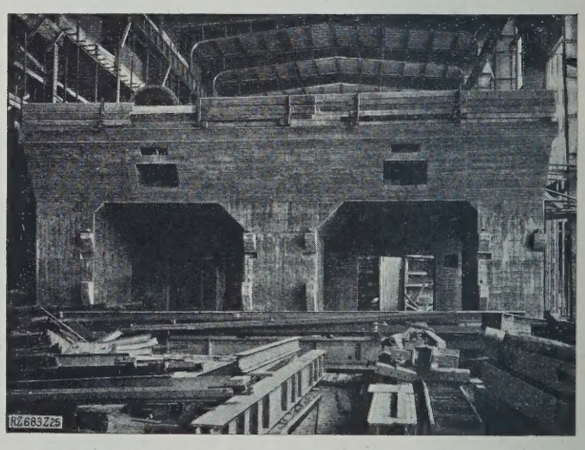


Abb. 12. Fertiges Fundament der Hauptturbine 1.

Das Verwaltungsgebäude (Abb. 8) ist ein zehnstöckiges Hochhaus von 25,45 × 17,12 m² Grundfläche und 41 m Höhe und ist als vier- und dreistieliger Steifrahmen mit Rücksicht auf die erheblichen Mauerwerkmassen unter der Annahme berechnet, daß die vollen Frontwände und Treppenhäuser die Windkräfte aufnehmen, während das Eisengerippe die lotrechten Lasten überträgt und höchstens mit 1200 kg/cm² beansprucht wird. Für den ungünstigen Fall, daß der Winddruck ganz vom Eisengerüst aufgenommen wird, übersteigt die Beanspruchung nicht den in diesem Falle zulässigen Wert von 1600 kg/cm².

Die Kohlenmahlanlage (Abb. 9) besteht aus einem Hauptbau mit 52 × 17,7 m² und einem Anbau von 19 × 24,3 m² Grundfläche. An den Anbau schließt sich noch das Brecherhaus an. Im obersten Geschoß befinden sich die Fahrbahnen für zwei Einschienen-Greiferkatzen mit Führerstand, die je einen Klappkübel von 9,5 m³ Fassungsvermögen verfahren. In dem darunter befindlichen Geschoß hängen die von den Katzen beschickten Rohkohlenbunker, in jedem Feld ein Bunker von 350 m³ Inhalt. In den unteren Geschossen folgen die maschinellen Einrichtungen wie Trockentrommeln, Fördereinrichtungen usw. Die im obersten Geschoß am Dach angehängten Fahrbahnen der Kübelkatzen sind durch eine Brücke über den Anbau und die Brecheranlage hinweg bis ans Kohlenlager verlängert.

Die Tragkonstruktion wird in den beiden oberen Geschossen im Hauptschiff durch Zweigelenkrahmen, die der beiden unteren Geschosse durch dreistielige Rahmen gebildet. Die Tragkonstruktion der Bunker besteht aus eisernen Zweigelenk-Hängerahmen, zwischen denen Spanten aus I-Eisen eingebaut sind. Die Bunkerwände bestehen aus Eisenbeton und sind zwischen den Eisenträgern durch Stelzung eingespannt.

Alle Tiefbauten und Gründungen konnten infolge der einheitlichen Wasserspiegelsenkung in trockner Baugrube ausgeführt werden, wobei außerdem Platz gespart und Bewegungsfreiheit gewonnen wurde. Der Vorbau des Maschinenhauses hat in seinem größten Teil wegen der Zu- und Abflußkanäle für Kühlwasser sowie wegen der Reinigungseinrichtung ein sehr hohes Kellergeschoß erhalten, das infolge der notwendigen Aufteilung und der gleichzeitigen Benutzung als Fundament für den aufgehenden Bau ein nicht ganz einfacher Eisenbetonbau wurde.

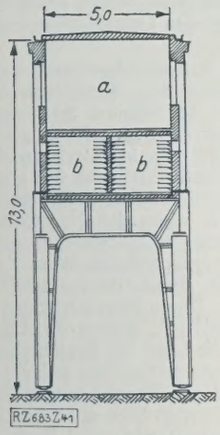
Ebenso wurden die Bauten für die Kühlwasserversorgung in Eisenbeton hergestellt.

Die Bemessung der Größe und die Gestaltung der Öffnungen von Zu- und Auslaufkanal sowie der zugehörigen Leitbauwerke geschah nach zahlreichen Modellversuchen, die in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffahrt, Berlin, ausgeführt worden sind. Abb. 10 zeigt den Plan der Kühlwasserversorgung.

Die Fundamente der drei großen Turbinen (Abb. 11 u. 12) sind in Eisenbeton ausgeführt. Um Sicherheit gegen schädliche Schwingungen und Senkungen der Turbinenfundamente zu erreichen, ist unterhalb der Fundamentplatte jeder Hauptturbine ein Rost aus 250 Pfählen (Bauart Mast) von je 10 m Länge auf einer Fläche von 28 × 19 m² hergestellt.

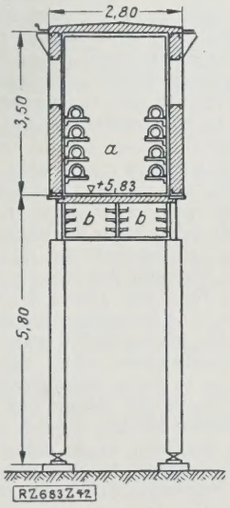
Das Tragwerk jedes Turbinenstuhles besteht aus Eisenbetonrahmen quer zur Wellenachse, die auf Biegung und Achsschub durchgerechnet sind. Mehrere zwei- oder dreistielige, oben geschlossene und unten in die Fundamentplatte eingespannte Steifrahmen bilden ein Fundament. Etwaigen Schwingungen der Turbinen ist dadurch Rechnung getragen, daß die fünffachen Maschinengewichte angenommen wurden; außerdem wurde das Kurzschlußmoment, das nach allen Richtungen wirken kann, berücksichtigt.

Die Beanspruchung der Baustoffe wurde mit 50 kg/cm² für Beton und 1200 kg/cm² für Eisen festgesetzt.



a Laufgang. *b* Kabelgänge.

Abb. 13. Querschnitt durch die Verbindungsbrücke zum 30-kV-Schalthaus.

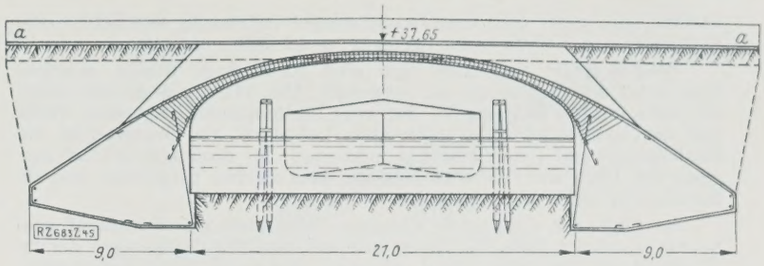


a Rohrleitungen. *b* Kabel.

Abb. 14. Verbindungsbrücke zwischen Kesselhaus und Mahlanlage.

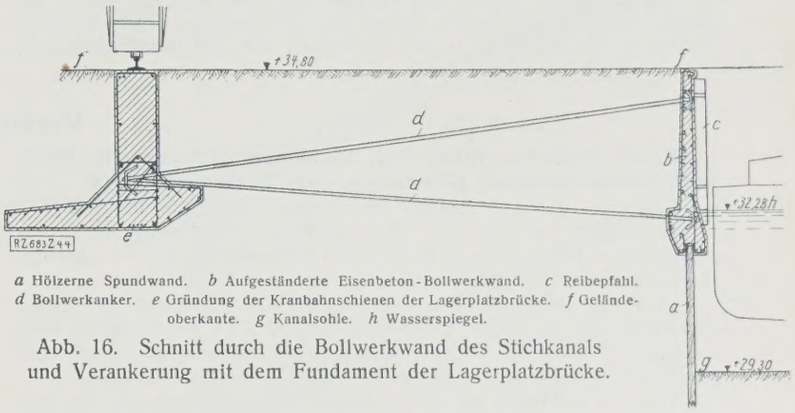
Jede der drei Hausturbinen von je 10000 kW Leistung ruht ebenfalls auf einem Pfahlrost von 73 m². Ihre Fundamente wurden nach denselben Richtlinien wie die der Hauptturbinen ausgeführt.

Von Brückenbauten im Bereich des Werkes kommt zunächst in Betracht die Brücke über die Cöpenicker Chaussee (Abb. 13), die die Warte mit dem 30-kV-Schalthaus verbindet. Sie ist als selbständiger Rahmen auf zwei Stützen mit Endauslegern hergestellt, belastet also die beiden Gebäude nicht. Auf den Blechrahmen stehen einfache Fachwerkwände mit leichten Dachbindern, die ausgemauert und durch Isolierwände an der Innenseite gegen Feuchtigkeit geschützt sind.



a Straßenkante.

Abb. 15. Straßenbrücke über den Stichkanal im Zuge der Cöpenicker Chaussee. Längsschnitt.



a Hölzerne Spundwand. *b* Aufgeständerte Eisenbeton-Bollwerkwand. *c* Reibepfahl. *d* Bollwerkanker. *e* Gründung der Kranbahnschienen der Lagerplatzbrücke. *f* Geländeoberkante. *g* Kanalsohle. *h* Wasserspiegel.

Abb. 16. Schnitt durch die Bollwerkwand des Stichkanals und Verankerung mit dem Fundament der Lagerplatzbrücke.

Die Brücke nimmt im Untergeschoß die von der Warte zum Schalthaus führenden Betätigungskabel auf, während das Obergeschoß einen Laufgang für die Mannschaft enthält. Die Kabel von den Transformatoren zur 30-kV-Schaltanlage liegen unter der Cöpenicker Chaussee in Kabel-

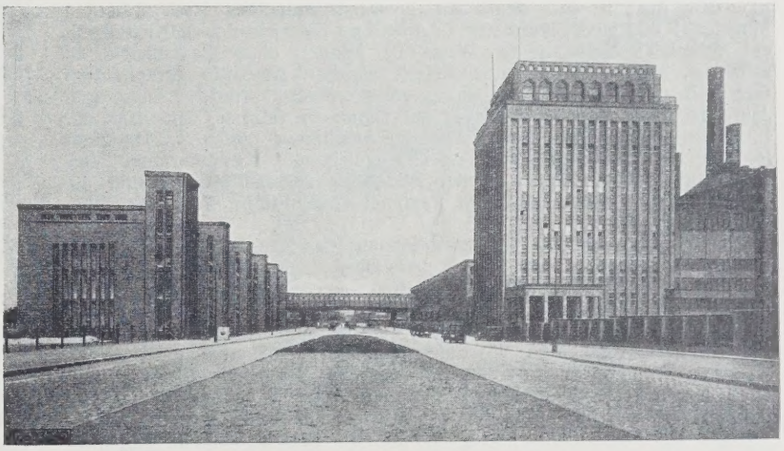


Abb. 17. 30-kV-Schalthaus, Verbindungsbrücke über die Cöpenicker Chaussee und Hochhaus.

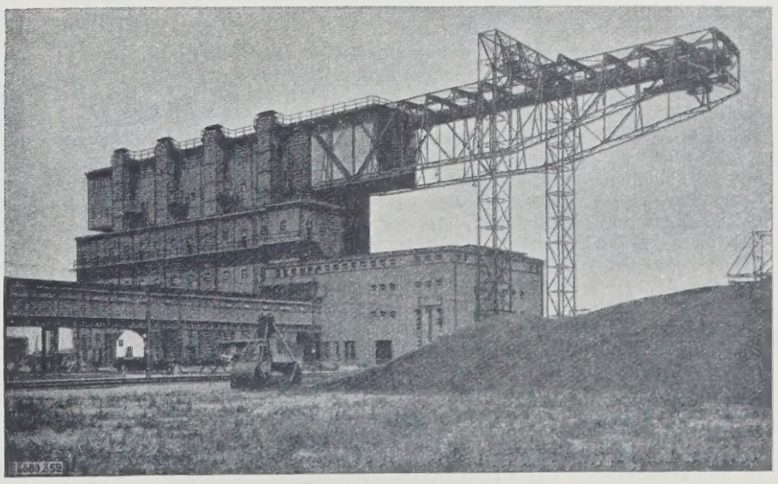


Abb. 18. Ansicht der Kohlenmahlanlage.

kanälen, die unter dem Grundwasserspiegel vollständig abgedichtet sind und außer den Kabeln einen Laufgang in der Mitte enthalten.

Weiter erwies sich über Tage eine 50 m lange Brücke zwischen Kesselhaus und Mahlanlage als notwendig (Abb. 14), die möglichst einfach mit vollwandigen Blechträgern auf zwei Stützenpaaren hergestellt wurde und im Untergeschoß alle elektrischen Leitungen, im Obergeschoß die Kohlenstaub- und Dampfleitungen aufnimmt. Ihr Eisenfachwerk ist ausgemauert, Dach und Fußboden sind als Massivdecken hergestellt, und die Kanäle sind unten her zugänglich.

Im Zuge der Cöpenicker Chaussee führt über den Stichkanal eine Straßenbrücke (Abb. 15), deren Bau umfangreiche Verlegungen der im Straßenkörper liegenden Kabel, Wasser-, Abwasser- und Gasleitungen, sowie die Anlage einer Notbrücke erforderte, da der Verkehr nicht unterbrochen werden durfte.

Für die Versorgung des Kraftwerkes mit Kohle kommen der Wasser- und der Bahnweg in Frage. Die Einrichtungen hierfür sind: ein Stichkanal von der Spree an den Lagerplatz, eine Entladeeinrichtung für die Kohlenzüge und eine Förderanlage für die Platz- und die Bunkerbeschickung.

Der Stichkanal hat eine Länge von rd. 455 m und eine Breite von 40 m und ist 5,50 m tief unter Gelände-Oberkante. Er wird von einer unter Wasser abgeschnittenen hölzernen Spundwand von 16 cm Dicke eingefaßt. Auf dieser Spundwand ruhen Futterwände aus Eisenbeton, die mit dem dahinterliegenden Erdreich verankert sind (Abb. 16). Längs des Kohlenplatzes sind diese Futtermauern an dem Fundament der Lagerplatzbrücke verankert.

Der nach betriebspraktischen und technischen Forderungen bearbeitete Grundriß ergab eine Baumasse, an die der Architekt gebunden war. Veränderungen konnten nur aus dem Gesichtspunkte der praktischen Ausnutzung der Gebäude oder der Verbilligung eintreten; dem Architekten waren also viele Möglichkeiten für die Ausgestaltung des Baues genommen.

Daß es trotzdem den Architekten Dr.-Ing. W. Klingenberg und Werner Issel, Berlin-Lichterfelde, gelungen ist, eine hervorragend künstlerische Lösung zu finden, wird aus den Abb. 1, 17 u. 18 in eindrucksvoller Weise sichtbar.

Vermischtes.

Preuß. Ministerial-Erlaß, betr. Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen vom 24. Dezember 1919.

Berlin, den 9. März 1928. II. 8. Nr. 2139/27.

Unter Ziffer 4 sind in der 11. Zeile die Worte „in Kraftwagenschuppen" zu streichen. Dafür ist unter einer neuen laufenden Nr. 11 a—b folgendes aufzunehmen:

„11 a. In Gebäuden zur Unterbringung von Personen- und Lieferkraftwagen bis zu einem Gesamtgewicht von 2,5 t einschließlich Stoßzuschlag. Gewicht des Wagenlenkers und der Betriebsstoffe, wenn nicht größere Einzellasten (Raddruck) zu berücksichtigen sind, 400 kg/m².

11 b. In Gebäuden zur Unterbringung von Lieferkraftwagen bis zum Gesamtgewicht von 9 t einschließlich Stoßzuschlag, Gewicht des Wagenlenkers und der Betriebsstoffe 800 kg/m².

Bei Wagen über 9 t Gesamtgewicht ist die Belastung entsprechend zu erhöhen."

Sympher-Gedenkstein. Der im Jahre 1922 entstandene Plan, dem um den Ausbau des deutschen Wasserstraßennetzes hochverdienten Ministerial- und Oberbaudirektor Dr.-Ing. Leo Sympher an der Kreuzung des Mittellandkanals mit der Weser bei Minden einen Gedenkstein zu errichten, mußte später zurückgestellt werden, weil die gesammelten Gelder beim Zerfall unserer Währung völlig entwertet wurden. Im vorigen Jahre ist jedoch der Plan wieder aufgenommen worden, und dank der zahlreich eingegangenen Spenden ist die Ausführung gesichert. Die Stadt Minden hat ein Grundstück am hochgelegenen Kanalufer zur Verfügung gestellt, das einen weiten Rundblick auf das Wesertal und die Kanalanlagen gewährt und den Sympher-Gedenkstein weithin sichtbar werden läßt.

Durch eine auf der Einschnittböschung des Kanals errichtete Stützmauer wird ein 6 m über dem Kanalwasserspiegel liegender, 11 m im Quadrat großer Denkmalplatz geschaffen. Dieser wird rückseitig gegen das etwas höher liegende städtische Gartengrundstück von einer Futtermauer begrenzt, an deren Fuß eine Sitzbank angeordnet ist. Von dem Seitenweg am Kanal führt ein Fußweg hinauf zum Denkmalplatz.

Das Denkmal selbst — aus Ibbenbürener Sandsteinquadern — besteht aus einem quadratischen Unterbau von 2,5 m Seitenlänge und 3,8 m Höhe, auf dem sich über vier Bronzekugeln eine Steinpyramide erhebt. Die Gesamthöhe beträgt 5,3 m. Der Entwurf stammt von Herrn Regierungsbaurat Lüdtcke in Marburg. Eine Bronzetafel wird Symphers Namen tragen und durch einige Worte auf seine Bedeutung hinweisen.

Wenn nicht unvorhergesehene Umstände eintreten, werden die Bauarbeiten so gefördert werden, daß das Denkmal um Mitte Juni eingeweiht werden kann. v. R.

Die Wasserversorgung der Kanadischen Staatsbahnen. Als in den ersten Jahren dieses Jahrhunderts die Kanada von Ost nach West, von Küste zu Küste durchquerenden Eisenbahnen gebaut wurden, mußte auch dafür gesorgt werden, daß in den bis dahin wenig besiedelten „Prärieprovinzen" das nötige Wasser für den Lokomotivbetrieb beschafft werden konnte. Die ersten Anlagen zu diesem Zweck waren der Kostenersparnis halber behelfsmäßiger Art, und dieser Umstand und die ungeeignete Beschaffenheit des Wassers zur Kesselspeisung machten es nötig, nach Beendigung des Krieges, als der Ansiedlerstrom wieder einsetzte und man an eine Erweiterung des Eisenbahnbetriebes denken mußte, auch die Anlagen zur Wasserversorgung auszubauen.

Bis dahin war viel Wasser aus benachbarten Seen und Flußläufen entnommen worden. Die Eisenbahn folgt ja gern einem Wasserlauf, und an vielen Stellen konnte dessen Wasser ohne Schwierigkeiten für den Lokomotivbetrieb nutzbar gemacht werden. Dieses Oberflächenwasser eignete sich auch ganz gut zur Speisung der Lokomotivkessel, nicht aber das Grundwasser, das man da anzapfen mußte, wo keine offen zutage tretenden Wasserläufe verfügbar waren. Im westlichen Manitoba, in Saskatchewan und im größten Teile von Alberta ist das Grundwasser zwar geeignet für den Verbrauch im Haushalt, nicht aber als Kesselspeisewasser. Es enthält entweder Kalzium- oder Magnesiumsalze, die Anlaß zu Kesselsteinbildung geben, oder Natriumsalze, die Schäumen verursachen. Nur an wenigen Stellen mit sandigem Untergrunde findet sich Wasser mit den Eigenschaften, die der Dampfkessel verlangt. Dazu kam, daß stellenweise auch die Menge des Grundwassers, wenigstens zn gewissen Jahreszeiten, nicht ausreichte, um den Bedarf der Eisenbahn zu decken. Wenn dann an den Stellen, wo das Wasser knapp oder ungeeignet war, zu dem Aushilfmittel gegriffen werden mußte, das Wasser der Verbrauchstelle in Kesselwagen zuzuführen, so entstanden so hohe Kosten, daß z. B. auf einer Zweigstrecke die Aufwendung von 40 000 Dollar zur Schaffung einer Wasserversorgungsanlage gerechtfertigt war, weil dieser Kapitalaufwand durch die ersparten Kosten für Anförderung des Wassers binnen kurzem getilgt werden konnte. Auch da, wo das Wasser zwar reichlich vorhanden, aber von ungeeigneter Beschaffenheit zur Kesselspeisung war, lohnte sich die Anlage von Speicherbecken und Wasserleitungen.

Bei der Versorgung der Kanadischen Staatsbahnen mit Wasser war noch ein weiterer Gesichtspunkt zu beachten. Die wichtigsten Frachtgüter dieser Eisenbahnen sind bekanntlich Getreide, Kohle und Vieh, und diese sind in der Hauptsache in den Monaten September bis Januar zu befördern. In dieser Zeit muß eine Wasserversorgungsanlage einer Eisenbahn jener Gegend zuweilen das vier- bis sechsfache von dem leisten, was im Frühjahr und Sommer von ihr verlangt wird. Es ist zwar möglich, ungeeignetes Wasser durch chemische Behandlung zur Kesselspeisung geeignet zu machen, aber solche Mengen zu speichern, daß der Hochbetrieb im Herbst und Winter auskömmlich versorgt werden kann, hat seine besonderen Schwierigkeiten.

Um allen Anforderungen, die man hinsichtlich der Menge und Beschaffenheit an ein Kesselspeisewasser stellen muß, zu genügen, entschloß man sich, die reichlichen Niederschläge, die im Winter in Kanada fallen, für die Eisenbahn nutzbar zu machen. Das im Frühjahr aus dem schmelzenden Schnee entstandene Wasser mußte also gespeichert werden. Bei den schweren Schneefällen jener Gegend ist seine Menge ausreichend, und da es frei von den Beimengungen ist, die das Grundwasser enthält, ist es auch zur Kesselspeisung geeignet.

Seit sieben Jahren werden daher, wie Railway Age vom 17. Dezember 1927 berichtet, an vielen Stellen Schluchten durch Staudämme abgeschlossen, um in ihnen das Schmelzwasser des Schnees zu speichern. Vorher hatte man zwar auch schon Talsperren geschaffen, aber es handelte sich dabei mehr um umfangreichere Anlagen in Tälern, in denen während des größten Teils des Jahres Wasser fließt, während die neueren Anlagen nur während der Schneeschmelze gespeist werden, also während des größten Teils des Jahres Wasser abgeben, ohne daß Nachfluß vorhanden wäre. Die Baustellen für die neuen Anlagen zur Speicherung von Wasser mußten so ausgewählt werden, daß das gespeicherte Wasser oberhalb des Grundwassers steht, damit es nicht durch dessen schädliche Beimengungen in seiner Beschaffenheit leidet. Durch Beobachtungen und Messungen wurde die Menge des Wassers ermittelt, dessen Speicherung an den einzelnen Stellen möglich war. Auf die Lage der Speicherbecken in der Nähe der Bahn wurde dabei kein besonderes Gewicht gelegt; man hielt es für richtiger, lange Rohrleitungen bis zur Verwendungstelle anzulegen als ungeeignetes Wasser an näher gelegenen Stellen zu speichern. Im Jahre 1921 wurde mit den Bauarbeiten begonnen, und Ende 1927 waren 25 derartige Anlagen im Betrieb, in denen gegen 1 Mill. m³ Wasser gespeichert wird. Ehe die Leitung der Staatsbahnen die nötigen Mittel zum Bau der Wasserversorgungsanlagen bewilligte, wurden jeweils eingehende Berechnungen mit dem Ziel angestellt, die Berechtigung der Aufwendungen darzulegen. Sie haben sich als richtig erwiesen. An einer Stelle, wo früher städtisches Wasser verwendet wurde, hat die bahneigene Anlage eine Verminderung der Ausgaben um 30 000 bis 50 000 Dollar im Jahre zur Folge gehabt, und an einer zweiten Stelle mag sie unter ähnlichen Verhältnissen doppelt so groß sein. Andere Anlagen haben sich in 1 bis 3 Jahren bezahlt gemacht, und wenn die gesamten Pläne für die Wasserversorgung der Staatsbahnen aus ihren eigenen Anlagen verwirklicht sein werden, sind Ersparnisse von Hunderttausenden von Dollar zu erwarten.

Bei Auswahl des Ortes für die Wasserversorgungsanlagen und bei Bemessung ihrer Größe ging man von der Forderung aus, daß der Schneefall selbst eines schneearmen Winters ausreichen müsse, um das Staubecken zu füllen. Wo die örtlichen Verhältnisse günstig sind, kommt es

aber vor, daß der Inhalt eines Staubeckens für mehrere Jahre genügt. Wo mehrere Stellen für die Anlage des Staudammes in Frage kamen, wurde diejenige von ihnen gewählt, die versprach, das beste Wasser zu liefern, selbst wenn dadurch die Rohrleitung nach der Verwendungstelle verlängert wurde. Unter den Staudämmen führt durch den gewachsenen Boden ein Grundablaß, der in einen Betonblock eingebettet ist. Durch ihn wird gegen Ende des Winters das Wasser abgelassen, damit das Staubecken im Frühjahr sich frisch füllt und nicht etwa durch den Zulauf sich mit unerwünschten Bestandteilen anreichert. In manchen Fällen liegt das Entnahmerohr unmittelbar beim Grundablaß und führt dann in ein Pumpwerk, das unmittelbar unter dem Staudamm liegt. Nur an ganz wenigen Stellen erlaubte das Gelände, das Wasser der Verwendungstelle durch die Schwerkraft allein zufließen zu lassen, in der bei weitem größten Mehrzahl der Fälle muß das Wasser gepumpt werden. Bei zwei Anlagen schwankt die natürliche Druckhöhe je nach dem Wasserstande zwischen 11 und 3 m und zwischen 12 und 7 m, und trotz des dadurch verursachten geringen Druckes arbeiten die Anlagen zur Zufriedenheit.

Bei einigen Anlagen ist oberhalb des Staubeckens ein Umlaufgerinne angelegt worden, um zu Zeiten, in denen das abfließende Wasser stark verunreinigt ist, diesen Strom vom Staubecken fernhalten zu können. Diese Maßnahme hat zu günstigen Ergebnissen geführt.

Die Länge der einzelnen Rohrleitungen schwankt zwischen einigen 100 m und 12 km. Die meisten von ihnen sind aus Gußeisen und haben 15 bis 20 cm Durchm. Eine 4 km lange Leitung besteht aus hölzernen Daubenrohren von 15 cm Durchm. Wkk.

Schutz und Befestigung der Meeresküste. In „Technique des Travaux“ vom November 1927 bringt F. Sapin eine Arbeit über Strandbefestigungen, auf die mit Bezug auf die umfassende Darstellung von Heiser in der „Bautechnik“ 1927, Heft 53, näher eingegangen sei und deren erster Teil der Dünen-Bepflanzung gewidmet ist, wie sie in Deutschland u. a. auch auf der Kurischen Nehrung und anderen Punkten der Ostseeküste mit Erfolg ausgeführt ist. Die ersten Arbeiten dieser Art in der Gascogne reichen bis zum Anfang des 18. Jahrhunderts zurück, wurden 1787 nach anfänglichem Mißlingen wieder aufgenommen, später besonders planmäßig von Napoleon I. fortgesetzt und allmählich auf die Departements Gironde und Charente Inférieure, Vendée, Calvados, Pas de Calais ausgedehnt. Angebaut sind vorzugsweise Strandkiefern und Strandhafer (Ammophyla Arenaria).

Weiterhin berichtet Sapin über die Deich- und Uferschutzbauten, die überall dort nötig werden, wo der Seegang zu stark ist, als daß der natürliche Schutz bepflanzter Dünen genügt, oder wo Wert und Kultur des Ufergeländes oder nahe Gebäude erhöhte Sicherheit wünschenswert machen. Von den dafür vorzugsweise aus Frankreich und Belgien, aber auch aus Deutschland — Borkum und Norderney —, Holland, England u. a. O. gebrachten Beispielen seien hier besonders die Befestigungen an der 14 km langen Strandstrecke von Ostende bis Westende und darüber hinaus bis zur holländischen Grenze — d. h. bis Zeebrügge, Blankenberghe, Heyst usw. — hervorgehoben.

Wie die Abb. 1 bis 8 zeigen, besteht dieser Uferschutz aus einem Pflaster von Bruchsteinen, Backsteinen oder Beton von wechselnder Stärke auf der sorgfältig eingeebneten und mit Faschinen abgeglichenen Böschung, deren Fuß durch eine Spundwand von 8 bis 10 cm starken und 2,40 bis 3,00 m langen Bohlen zwischen Leitpfählen von 25 × 25 cm Querschnitt, 3,50 m Länge und 1,80 m Abstand geschützt ist. Die Neigung der Böschung beträgt durchschnittlich 2 : 1.

Wo die Brandung den Fuß der Uferbefestigung zu unterspülen droht, sind nach Abb. 7 kurze Pfahlreihen als Wellenbrecher in die See geschlagen oder gemäß Abb. 2 u. 6 auch der Meeresboden längs der Spundwände mit Faschinen und Steinpackung geschützt. Diese Bauart hat sich bei geringen Unterhaltungskosten bewährt: An der einzigen nicht in dieser Art geschützten Stelle der holländischen Küste ist der Geländeverlust alljährlich sehr beträchtlich.

Die acht Abbildungen der in einem Zeitraum von fast 60 Jahren angelegten Strandbefestigungen geben einen guten Überblick über die Entwicklung des Uferschutzbaues:

Abb. 1. Strandbefestigung rechts von Blankenberghe: Baujahr 1866, Pflaster aus Werksteinen 32 × 30 × 40 cm auf Backsteinuntermauerung, Gesamtstärke 68 cm.

Abb. 2. Strandbefestigung rechts von Heyst: Baujahr 1867 bis 68, Ausführung wie vor, jedoch mit 3,10 m breiter Decklage aus Faschinen und Bruchsteinen vor der Spundwand.

Abb. 3. Strandbefestigung zwischen Zeebrügge und den Heyster Schleusen: Baujahr 1899, Pflaster aus unbearbeiteten Bruchsteinen 16 × 25 cm und 26 × 40 cm auf Backsteinuntermauerung, Gesamtstärke 56 cm im oberen, 64 cm im unteren Teil.

Abb. 4. Strandbefestigung rechts vom Südpolder: Baujahr 1908, Ausführung wie vor, jedoch am Fuß ausgerundet und in durchgehender Gesamtstärke von 42 cm.

Abb. 5. Strandbefestigung Bauart de Muralt östlich der Mole von Zeebrügge: Baujahr 1912, Eisenbetonplatten 2,75 × 1,80 m auf Eisenbetonunterbau, verstärkt in Abständen von 2,00 bezw. 2,75 m durch Längs- und Querträger 20 × 40 cm bezw. 15 × 40 cm.

Abb. 6. Strandbefestigung rechts von Ostende: Ziegelpflaster im unteren Drittel 56 cm ohne, sonst 44 cm mit Tonunterlage, oberem und unterem Kleinschlagabschluß sowie 6 m breiter Sohlen-Decklage aus Faschinen mit oberer Bruchsteinschicht vor der Spundwand.

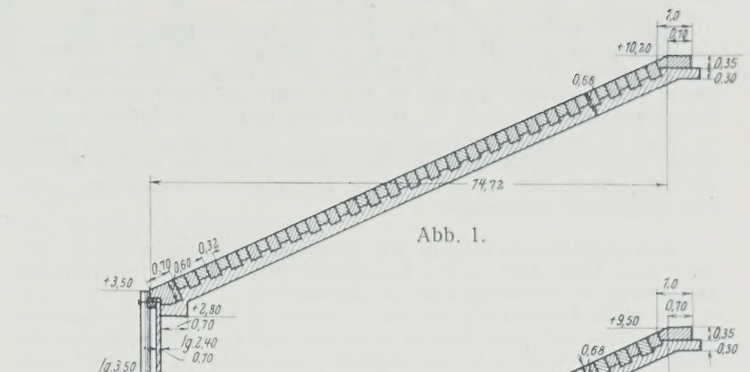


Abb. 1.

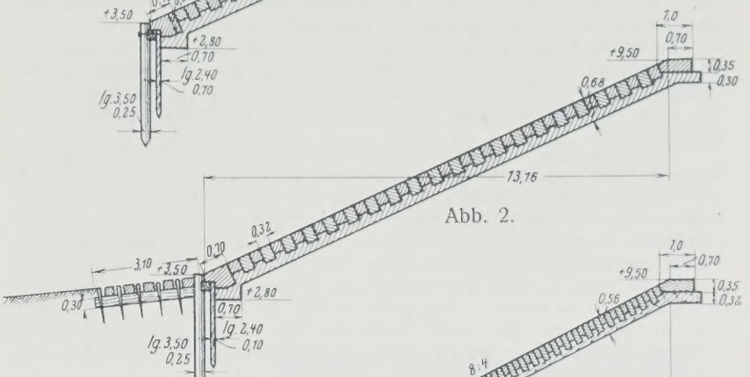


Abb. 2.

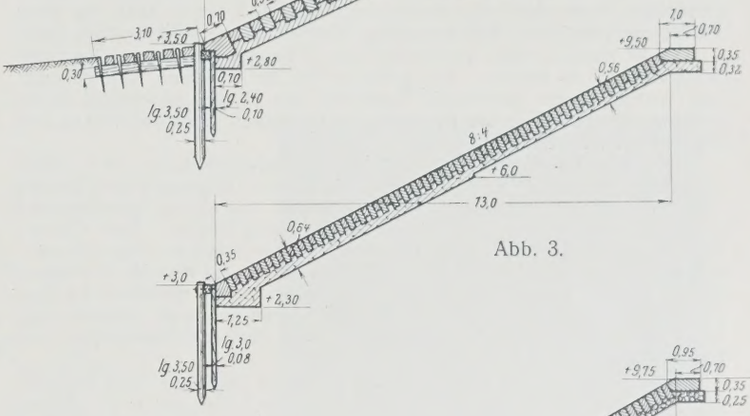


Abb. 3.

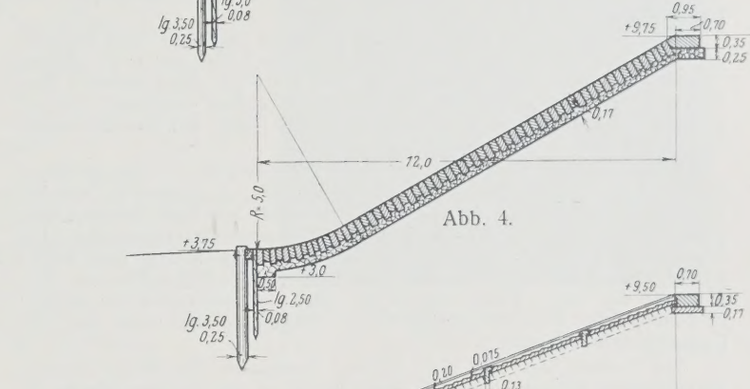


Abb. 4.

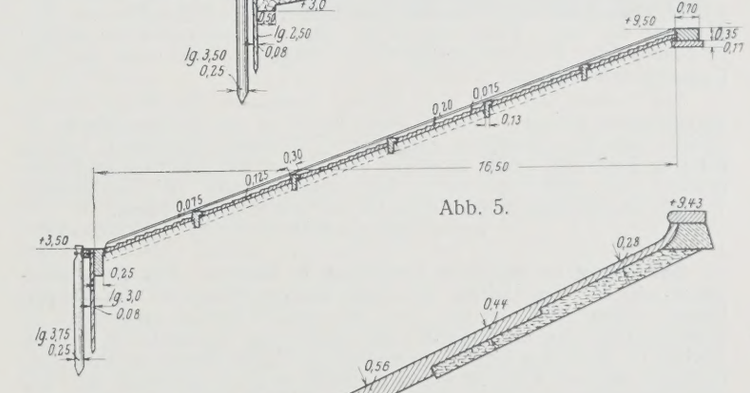


Abb. 5.

Abb. 6.

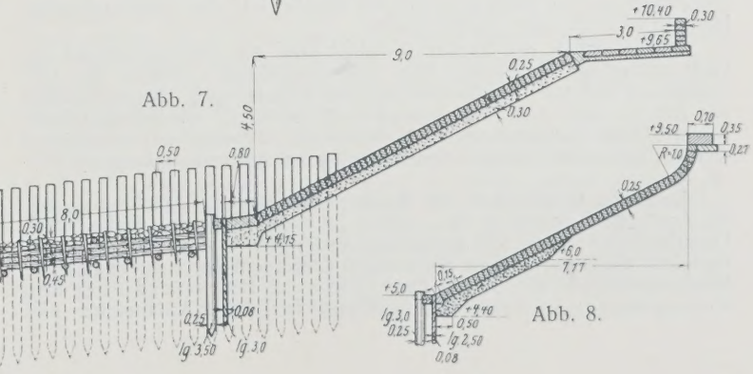


Abb. 7.

Abb. 8.

Abb. 7. Schutz des unteren Teils der Dünenbefestigung zwischen „le Zoute“ und der holländischen Grenze: Baujahr 1923 bis 24, Pflaster aus Betonblöcken 15 × 25 × 50 cm auf 30 cm starker Kiesbettung, 8 m breiter Sohlendecklage wie bei Nr. 2 u. 6 sowie mit Brandungsschutz aus 5 m langen Pfählen von 25 bis 40 cm Stärke und 50 cm Achsabstand.

Abb. 8. Strandbefestigung rechts vom Erweiterungsbau der Badeanstalt Knocke-Duynbergen: Im Bau, Pflaster wie vor, jedoch Bettung aus Steinschlag und nur im unteren Teil, ohne Sohlendecklage, unter Böschungskrone ausgerundet. Ki.

Seilrollenschiffshebewerk mit getauchten Gegengewichten. Die unter dieser Überschrift in der „Bautechnik“ 1927, Heft 47, veröffentlichte Abhandlung ist durch folgendes zu ergänzen:

Es ist an Schiffshebewerke die Forderung zu stellen, beim Anschluß des Troges an die obere Haltung auch eine plötzliche Mehrbelastung des Troges von etwa 800 t infolge Sinkens eines schwer belasteten Kahnes im Trog und Nachdrängen des Wassers aus der oberen Haltung zu gewährleisten.

Wenn in dem von mir beschriebenen Hebewerk ein Ersatz verwickelter und unzuverlässiger Aufzug- und Sicherungsvorrichtungen durch ein einfaches und zuverlässiges Tauchen der Gegengewichte in veränderlichem Wasserspiegel ohne andere Vorrichtungen als zwei kleine Schütze empfohlen wird, dann ist dieses nur berechtigt, wenn auch die neue Forderung plötzlicher Mehrbelastung maschinenlos erfüllt werden kann.

Es ist nämlich nicht notwendig, alle Gegengewichte im wechselnden Wasserspiegel zu tauchen. Ein größerer Teil der Gewichte wird getaucht und vermag durch wechselnde Tauchtiefe die einzige notwendige Kraftleistung: Überwindung des Bewegungswiderstandes durch Seilreibung und Seilsteifigkeit zu erfüllen.

Der Wasserverbrauch in den Gegengewichtsbehältern wird mithin noch mehr verringert, als angegeben. Die anderen Gegengewichte werden auf der anderen Längsseite des Hebewerks in einem gemeinsamen dauernd mit Wasser gefüllten Behälter untergebracht. Ihre Wasserverdrängung beträgt 800 t. Im Gegensatz zu den anderen, wegen Wasserersparnis möglichst schweren Eisengegengewichten liegt hier die Bedeutung in der großen Wasserverdrängung. Sie sind deshalb spezifisch leichter, etwa aus Beton, dauernd unter Wasserspiegel, mithin in der unteren Lage unter Unterwasser, deshalb möglichst niedrig, etwa ein Betonkörper von Hebewerklänge, 4 m Höhe und 2,5 m Breite.

Dieser Körper, von hölzernen Scheuerleisten umgeben, wird ziemlich dicht von den Umfassungswänden eingeschlossen. Tritt nun in der oberen Troglage eine plötzliche Mehrbelastung von 800 t ein, dann kann der Trog nur in dem Maße sinken, als das Wasser über dem steigenden Gegengewicht aus Beton durch sehr schmale Lücken längs der Behälterwände nach unten fällt.

Würde nämlich der Boden des Betongegengewichts so rasch gehoben, daß er nicht mehr mit Druckwasser bedeckt wäre, dann wäre der Auftrieb nicht mehr vorhanden. Im Gegenteil, es würde die Last plötzlich sehr groß, nämlich gleich Gegengewicht plus auflastende Wassersäule plus 10 m Wassersäule-Luftdruck (weil der Raum unter dem Boden des Betongewichtes auch luftleer wäre). Demnach kann das Gegengewicht nur nach Maßgabe des vollen Wasserausgleiches längs der Behälterwände steigen; es könnte unter Berücksichtigung dieser Verhältnisse auch noch erheblich kleiner gehalten werden.

Soll indessen der Trog nicht sinken, sondern an der oberen Haltung angeschlossen bleiben, dann ist weiter nichts zu tun, als das Wasser im Behälter des Betongewichtes nach dem Unterwasser abzulassen, weil ja dann die Forderung erfüllt ist, durch Verzicht auf 800 t Auftrieb am Betongewicht einen 800 t schwereren Trog auszuwuchten. Der mechanische Teil des Hebewerkes besteht nunmehr aus drei Einlaßschützen.

Regierungsbaumeister Seboldt, Halle (Saale).

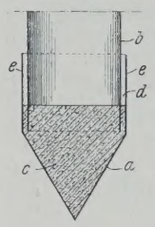
Tunnelbau in weichem Tonboden in Detroit. Für die Wasserversorgung der Stadt Detroit aus aufbereitetem Flußwasser des Detroit-Flusses machte sich der Bau von etwa 16 km Tunnel größtenteils in weichem Tonboden erforderlich. Auf Grund von Versuchen an Modellstücken in natürlicher Größe, die ähnlich wie Kanalisationsrohre auf Bruchfestigkeit und auf Wasserdichtigkeit geprüft wurden, entschloß man sich nach Eng. News-Rec. vom 15. Dezember 1927, S. 948 bis 953, zur Herstellung des Tunnelausbaues in Beton 1 : 2 : 3 von 53 cm Stärke für die 3,66 m i. l. weiten und von 64 cm Stärke für die 4,27 m weiten Tunnelstrecken. Da der Tunnel wegen der Höhenlage zum Fluß und der Kreuzung mit den Entwässerungskanälen und künftigen Subways 18 bis 34 m unter dem Gelände geführt ist, mußte er bergmännisch vorgetrieben werden. Die Massen wurden durch acht Schächte abgefördert; die Arbeiten konnten hiernach in sechs Lose geteilt werden.

Weiter enthält der Aufsatz Angaben über die Organisation und die Gedinge-Verträge, schließlich über die verschiedenen Formen der Auszimmerung und über die Betonierung und Torkretierung. Bemerkenswert ist, daß je nach dem Gebirgsdruck teils leichtere, sattelförmige Holzgespärre, teils Halbkreisbogen aus Walzeisen, die dann mit einbetoniert wurden, teils auch Zentralstrebenzimmerung zur Anwendung kam. R.F.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am Freitag, den 20. April 1928, abends 8 Uhr, spricht im Ingenieurhause, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27 I (im großen Saale) Herr Ir. Joosting, Hoofdingenieur der Nederlandsche Spoorwegen (Dezernent der Niederländischen Staatseisenbahnen) aus Utrecht über „Die neue Hubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam“. Eintritt frei, Gäste willkommen.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Abdichtung des unteren Endes eines Vortreibrohres. (Kl. 84 c, Nr. 453211 vom 24. 2. 1924 von Beton- und Tiefbau-Gesellschaft Mast m. b. H. in Berlin.) — Die Blechspitze *a* läuft nach oben in einen zylindrischen Mantel *e* aus; in die Betonmasse *c* wird der Blechzylinder *b* eingesetzt, der einen kleineren Durchmesser hat als der Mantel *e*. Nach dem Erhärten des Betons ergibt sich daher eine durch zwei starre Mäntel begrenzte tiefe Rinne *d*, in die das Dichtungsmittel eingebracht wird, um nach Einhängung des Vortreibrohres die Abdichtung zu ergeben.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Drache, Mitglied der R. B. D. Erfurt, nach Berlin zur Wahrnehmung der Geschäfte eines Referenten bei der Hauptverwaltung daselbst, Dr. jur. Sperber, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Mitglied zur R. B. D. Stettin, Dr. jur. Johannes Schultz, Mitglied des R. Z. A. in Berlin, als Mitglied zur R. B. D. Berlin und Jüsgen, Mitglied der R. B. D. Magdeburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Köln, die Reichsbahnräte Gehrmann, Mitglied der R. B. D. Stettin, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Frankfurt (Main), Dr. jur. Nonweiler, Mitglied der R. B. D. Erfurt, in gleicher Eigenschaft zum R. Z. A. in Berlin, Dr. jur., Dr. rer. pol. Lohse, Vorstand des R. V. A. Magdeburg 2, als Vorstand zum R. V. A. Berlin 3, Dr. jur. Kintscher, bisher bei der R. B. D. Erfurt, zur R. B. D. Essen, Danco, Vorstand des R. V. A. Weimar, als Hilfsarbeiter zur Hauptverwaltung in Berlin, Brunner, Vorstand des R. V. A. Coblenz 1, als Mitglied zur R. B. D. Magdeburg, Dr. jur. Kuhberg, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Vorstand zum R. V. A. Magdeburg 2, Kadatz, bisher bei der R. B. D. Essen, zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Dr. jur. Genest, Vorstand des R. V. A. Hameln, als Hilfsarbeiter zur Hauptverwaltung in Berlin, von Koschembahr-Bruck, Direktionsdezernent bei der R. B. D. Dresden, als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, Menne, Vorstand des R. B. A. Braunschweig 1, als Vorstand zum R. B. A. Halberstadt, August Hammer, Vorstand des R. B. A. Siegen, als Vorstand zum R. B. A. Kassel 2, Rosien, Vorstand des R. B. A. Magdeburg 3, als Vorstand zum R. B. A. Gleiwitz, Eyert, Vorstand des R. B. A. Hagen (Westf.) 3, als Vorstand zum R. B. A. Siegen, Geier, Vorstand des R. B. A. Halberstadt, als Vorstand zum R. B. A. Braunschweig 1, Erbe, Vorstand des R. B. A. Lennep, als Vorstand zum R. B. A. Hagen (Westf.) 3, Rempp, bisher beim R. B. A. Hamburg, als Vorstand zum R. B. A. Magdeburg 3, Lindenberg, bisher beim R. B. A. Bremen 2, als Vorstand zum R. B. A. Lennep, Lohe, bisher bei der R. B. D. Altona, zum R. B. A. Hamburg und Wedell, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin, zum R. Z. A. in Berlin.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Mantey, bisher beurlaubt, zur R. B. D. Berlin und Lüttich, bisher bei der Hauptverwaltung Berlin, zur R. B. D. Berlin.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Dr.-Ing. Karl Zimmermann bei der R. B. D. Stuttgart und die Reichsbahnamtmänner Gustav Peters, Hilfsdezernent bei der R. B. D. Stettin, und Buchsteiner, Hilfsdezernent und Vorstand des Verkehrsbureaus bei der R. B. D. Königsberg (Pr.).

Preußen. Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Werner Köpcke, Friedrich Gutberlet und Heinrich Casper (Wasser- und Straßenbaufach); — Waldemar Rüters (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Gestorben: der Regierungsbaurat (W.) Schliemann, Vorstand des Wasserbauamts in Leer.

Württemberg. Bei den im Dezember 1927 bis Februar 1928 abgehaltenen Staatsprüfungen im Ingenieurbaufach sind für befähigt erklärt worden: Franz Baur aus Ulm a. D., Paul Brucklacher aus Ofterdingen, Oberamt Rottenburg, Gerhard Bühler aus Stuttgart, Ernst Clement aus Nußdorf, Oberamt Vaihingen, Artur Erhardt aus Kapfenburg, Oberamt Neresheim, Max Ettwein aus Freudenstadt, Rudolf Franz aus Hanau a. M., Paul Gruner aus Niederstetten, Oberamt Gerabronn, Karl Hägele aus Eßlingen, Julius Hamberger und Adolf Heeb aus Stuttgart, Theodor Hummel aus Christophstal, Gemeinde Freudenstadt, Hermann Hutschenreuther aus Stuttgart, Max Irion aus Köngen, Oberamt Eßlingen, Ernst Kircher aus Stuttgart, Eugen Kitschenmann aus Metzingen, Oberamt Urach, Adolf Klein aus Wildberg, Oberamt Nagold, Eugen Kramer, Eduard Ludwig und Gustav Martin aus Stuttgart, Gustav Müller aus Stuttgart-Gaisburg, Wilhelm Noll aus Saarbrücken, Wilhelm Raff, Erwin Ruoff und Erich Schenk aus Stuttgart, Richard Scheuerle aus Lienzingen, Oberamt Maulbronn, Franz Schneider aus Stuttgart, Hans Sehl aus Trachenberg in Schlesien, Georg Ströhle aus Essingen, Oberamt Aalen, Paul Ströle aus Nellingen, Oberamt Blaubeuren, Günther Tschanter aus Lipine, Kreis Beuthen, Erwin Zimmermann aus Stuttgart-Botnang. Sie haben die Bezeichnung „Regierungsbaumeister“ erhalten.

INHALT: Zur Kenntnis des Tidegebietes. — Die Hängebrücke von Florianopolis in Brasilien. — Die Bauanlagen des Großkraftwerkes Klingenberg. — Vermischtes: Preuß. Ministerial-Erlaß, betr. Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen vom 24. Dezember 1919. — Sympher-Gedenkstein. — Waserversorgung der Kanadischen Staatsbahnen. — Schutz und Befestigung der Meeresküste. — Seilrollenschiffshebewerk mit getauchten Gegengewichten. — Tunnelbau in weichem Tonboden in Detroit. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 20. April 1928 | Heft 17

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Ausführungen von Holzrohrleitungen.

Von Dr.-Ing. **Fritz Maier**, Karlsruhe-Mittweida.

Der Holzrohrleitungsbau ist in Deutschland eigentlich erst durch die Not der Inflationszeit in Aufnahme gekommen. Vorher fand das Holz als Rohrbaustoff nur in den Ländern Verwendung, die entweder durch Mangel an Eisen (Norwegen), durch Größe der Entfernungen und schlechte Transportmöglichkeiten (Nordamerika) zwangsweise mehr auf die Herstellung von Holzrohren angewiesen waren.

Es darf nicht wundernehmen, daß bei einer so plötzlichen Aufnahme einer neuen Rohrkonstruktion, ohne Erfahrung in der Fabrikation wie auch in der Verlegung, zuerst Fehlschläge eintraten, die aus durchsichtigen Gründen benutzt wurden, um diese neue Rohrbauform gleich bei ihrem Aufkommen in schlechten Ruf zu bringen. Tatsächlich jedoch ohne Grund. Mit der zunehmenden größeren Erfahrung und durch systematische Versuche ist man auch bei uns in den Stand gesetzt, wirtschaftliche Rohrleitungen in Holzbauweise herzustellen, die als durchaus einwandfrei zu bezeichnen sind und allen Ansprüchen genügen. Von besonderer Wichtigkeit zur Erreichung dieses Zieles ist eine ausreichende Erfahrung in der Auswahl des Holzes und in dessen Behandlung bei der Montage der Leitungen, von der die einwandfreie Dichtigkeit viel mehr abhängt, als man von vornherein anzunehmen geneigt ist.

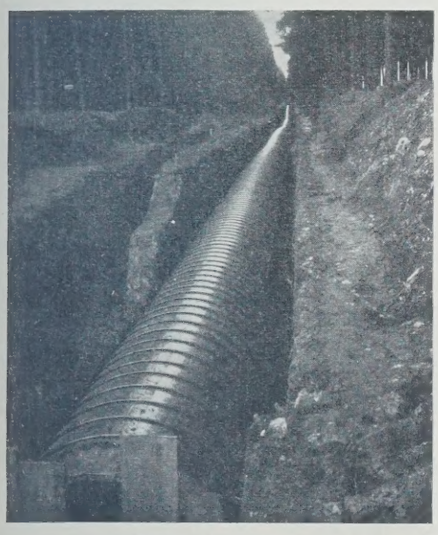


Abb. 1. Holzverkleidung Mittweida, oberer Teil.

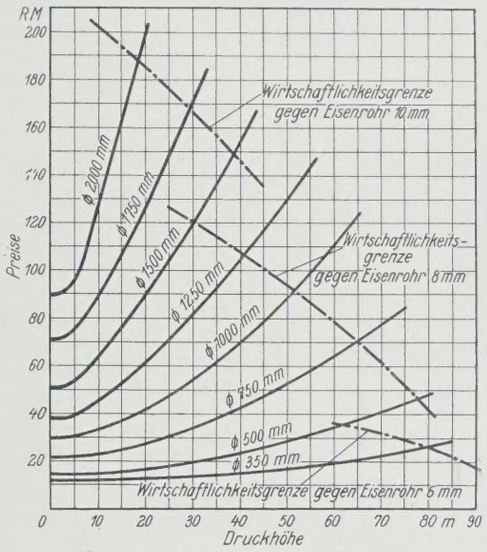


Abb. 3. Kostenkurven für Holzrohre.

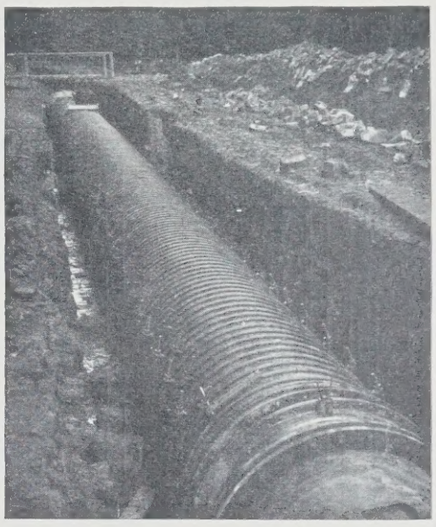


Abb. 2. Holzverkleidung Mittweida, unterer Teil mit Anschluß an die Eisenrohrleitung.

In dieser Hinsicht unterscheidet sich der Holzrohrbau in Deutschland vollständig von dem in Amerika. Dort kommen bei dem Reichtum des Landes an harzreichen schweren Nadelhölzern und an Harthölzern fast ausschließlich solche zur Verwendung. Diese Hölzer besitzen, was für die Montage wichtig ist, ein viel geringeres Schwind- und Quellmaß. Bei deutschen Verhältnissen dagegen kommt in der Hauptsache Fichten- oder Weißtannenholz zur Verwendung, das hinsichtlich der Austrocknung vor der Bearbeitung zur fertigen Daube und bei der Montage viel mehr Sorgfalt und Erfahrung erfordert, wenn eine einwandfreie dichte Leitung erzielt werden soll. Im allgemeinen sind, richtige Behandlung vorausgesetzt, die beiden Holzarten für einen weiten Bereich der Verwendung vollkommen ausreichend. Für Sonderfälle, besonders bei hohen Drücken und verhältnismäßig kleinen Durchmessern, stehen auch bei uns in der Lärche, der polnischen Stammkiefer und Eiche Hölzer zur Verfügung, die den Anforderungen hinsichtlich Festigkeit und Dichtigkeit, auch bei hohen äußeren Beanspruchungen, zu genügen imstande sind.

Der Verfasser hat bei seinen Kraftwerkbauten in letzter Zeit eine Anzahl von Holzrohrleitungen vorgesehen, von denen zwei fertiggestellt sind und gerade jetzt in Betrieb genommen werden.

Von Belang dürfte hierbei die beim Bau der Wasserkraftspeicheranlage in Mittweida (Sachsen) verlegte Holzrohrleitung sein. Diese Wasserkraftspeicheranlage, die zur Abfallstromausnutzung eines Laufwerkes an der Zschopau und insbesondere zur Erzeugung von Spitzenstrom dient, besitzt als eigentlichen Kraftspeicher ein rd. 130 000 m³ fassendes Becken, mit einem Gefälle von 113 bis 116 m. Dieses für sächsische Verhältnisse ansehnliche Gefälle konnte nur erreicht werden durch Überwindung einer wagerechten Länge von 2100 m durch eine ungedämpfte Rohrleitung, da die Möglichkeit zur Erstellung eines Wasserschlosses nicht vorhanden war. Die Rohrleitung wurde deshalb nicht nur in hydraulischer, sondern auch in finanzieller Beziehung zum maßgebenden Teil der Anlage, so daß gerade hier, ohne Preisgabe der Sicherheit, die wohlfeilste Konstruktion gewählt werden mußte. Mit Rücksicht auf die bisherigen Erfahrungen wurden bei der Angeboteinholung auch solche auf Holzrohre zugelassen, allerdings unter sehr scharfen Bedingungen hinsichtlich der Holzqualität, Bearbeitung und Montage.

Gelegentlich dieser vergleichenden Untersuchungen über das Preisverhältnis von Holzrohren wurden die Holzrohrpreise kurvenmäßig für die hauptsächlichsten Durchmesser zusammengestellt und der Wirtschaftlichkeitsbereich durch die Feststellung der entsprechenden Eisenrohrpreise, für fertig verlegte Leitungen einschl. der Gründung, von 6, 8, 10 mm Blechstärke ermittelt. Hierbei sind Holzrohre bis 500 mm ausschließlich als maschinengewickelte Rohre vorgesehen, alle größeren Durchmesser als Daubenrohre in kontinuierlicher Bauweise in der weiter unten näher beschriebenen Form. Die Preise entsprechen den im Jahre 1926/27 gültigen Preisen für Holz und Eisen und gelten hinsichtlich der Antransportverhältnisse für Baustellen, die mit schweren Fuhrwerken, bei einer mittleren Transportlänge von 3 km, leicht erreichbar sind. Für schwierigen Antransport, schlechte Straßen und sonstige Erschwernisse verschieben sich die Verhältnisse besonders bei größeren Durchmessern zu ungunsten der eisernen Rohre. Unberücksichtigt ist weiter die um etwa 10 % größere Leistung der Holzrohre infolge ihrer größeren Glätte gegenüber den Eisenrohren.

Hierbei ergibt sich für diese Verhältnisse der Wasserkraftspeicheranlage Mittweida eine Preisgleiche für eine Druckhöhe von rd. 41 m. Beim Preisvergleich spielte außer der reinen kostenmäßigen Gegenüberstellung der Einheitspreise die wirtschaftliche Wertung der Perfiltrationsverluste eine Rolle, die mangels genügender Messungen, als unsicherer Faktor, um so vorsichtiger zu bemessen waren.

Bei den Gefällverhältnissen der Anlage waren unter entsprechenden Wirkungsgraden der maschinellen Anlage der Energieinhalt jedes geförderten m³ = 0,30 kWh, wobei die kWh nach den Stromgestehungskosten der Anlage mit 5 Pf. in Ansatz zu bringen war. Ein sekundlicher Verlust von 1 l in der Leitung entsprach demnach einem jährlichen Energieabmangel von rd. 9000 kWh = 450 R.-M., was bei 8 % Verzinsung einem Kapitalbetrag von 5600 R.-M. entspricht, der beim wirtschaftlichen Vergleich dem Preise der Holzrohrleitung zuzuschlagen war.

Abb. 4a.

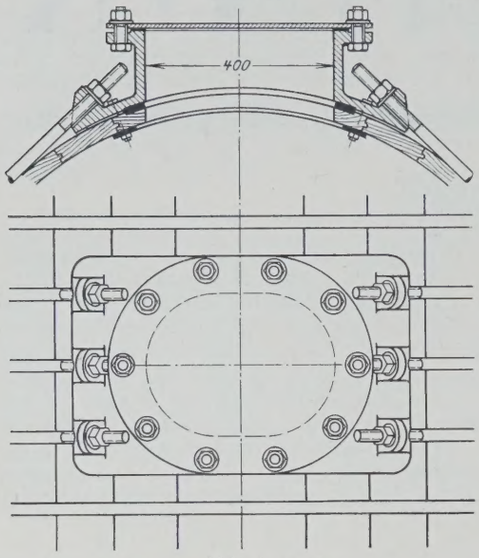
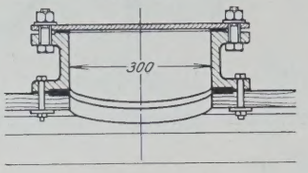


Abb. 4c.

Abb. 4c.



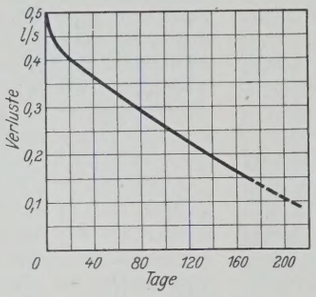


Abb. 6. Abnahme der Wasserverluste in der Holzrohrleitung Mittweida.

Abb. 4a, b u. c. Ausbildung der Mannlochdeckel.

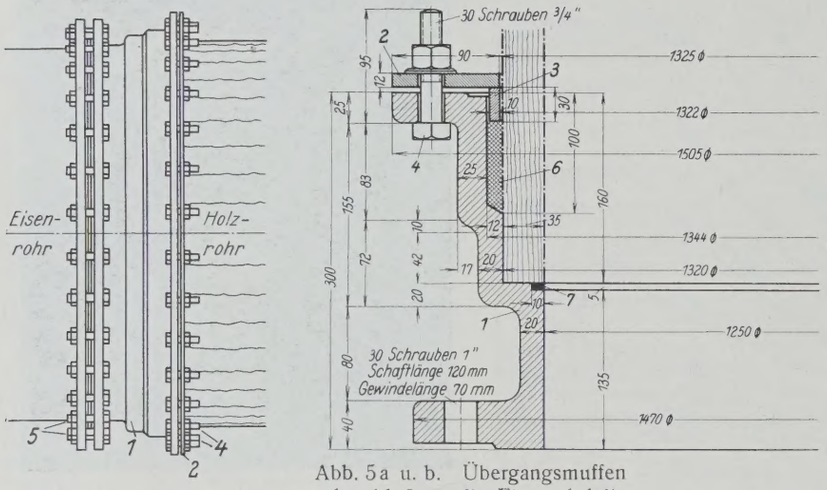


Abb. 5a u. b. Übergangsmuffen zum Anschluß an die Eisenrohrleitung.

Unter der Annahme, daß der Wasserverlust reichlich bemessen 1 l für 1 lfd. km beträgt, wäre demnach für 1 lfd. m Holzrohrleitung, für den rechnungsmäßigen Energieausfall 5,60 R.-M./lfd. m zuzuschlagen. Mit Rücksicht auf diese Erwägung wie auch auf die Verhältnisse des Längenprofils wurde die Holzrohrleitung nur bis zu einer Druckhöhe von 31,40 m beim Vollausbau, oder 29,40 m bei dem jetzigen Ausbau, vorgesehen und der Firma Steinbeis & Consorten, Rosenheim, zur Herstellung übertragen.

Die Konstruktion dieser Holzrohrleitung ist aus den Abbildungen ersichtlich. Die Holzstärke, die ursprünglich von der ausführenden Firma auf 38 mm festgelegt war, wurde auf Veranlassung des Verfassers auf 50 mm erhöht, um die Kreissteifigkeit des Rohres, das unter sehr geringer Überdeckung liegt, zu erhöhen.

Die Fugendichtung der Dauben geschieht nach einer der Firma geschützten Konstruktion mit einer Feder, die an der Grundfläche breiter ist als an der Nut, so daß sie beim Schließen der Spannschlösser ineinandergepreßt wird, während trotzdem das Montieren der Dauben verhältnismäßig leicht und ohne Rückspringen der Nachbardauben von statten geht.

Die Kopfstoßdichtung, die besonders oft zu Undichtigkeiten Anlaß gab, sieht außer einem verzinkten Blechdübel die Einbringung einer Magnesitdichtungsmasse vor und erhält zum Schutz gegen äußere Einflüsse, die sich an dieser Stelle am ehesten bemerkbar machen, an der Außenseite des Stoßes Kupferstreifen aufgenagelt.

Als Ringbewehrung wurden Rundeisen von 16, 19 und 25 mm Durchm. mit einem größten Abstande an den oberen Rohrpartien von 25 cm verwendet, bei denen einerseits eine Nase angeschellt, anderseits Gewinde aufgeschnitten war.

Obwohl die Ausbildung der Spannringe in dieser Form zu Beanstandungen keinen Anlaß gab, so befriedigt sie in wirtschaftlicher Beziehung doch recht wenig, da durch das Gewindeschneiden der Spannring gerade an der Stelle, an der er außer Zugbeanspruchung noch Torsionsbeanspruchungen durch das Zuziehen der Schrauben erleidet, am meisten geschwächt wird. Wenn die Unsicherheit in der Verwendung von Anschweißenden auch bisher ihre Benutzung nicht ratsam erscheinen ließ, so dürften durch die Durchbildung der maschinellen elektrischen Stumpfschweißung diese Bedenken gegenstandlos geworden sein. Durch die richtige Ausbildung der Spannringe mit verstärkten Schraubenenden kann sicherlich noch an Material gespart und die Sicherheit erhöht werden, ohne daß bei diesem Verfahren an der Schweißstelle eine Schwächung eintritt.

Die verhältnismäßig leichten Spannschlösser waren aus Temperguß hergestellt und so vorgesehen, daß einerseits Schraubenverbindung, auf der anderen Seite angeschellter Haken für die Verbindung mit dem Spannring verwendet werden konnte.

Als Schutzanstriche wurde für die Holzdauben doppelter Anstrich mit Imprägnieröl auf dem Lieferwerk und nach der Montage doppelter Anstrich der fertigen Leitung mit Spezialinertol verwendet. Sämtliche Eisenteile wurden mit Tauchlack angeliefert. Die Ringe wurden vor dem Einbau nochmals mit Inertol gestrichen, um dann beim Anstrich der gesamten Leitung noch zwei weitere Anstriche zu erhalten.

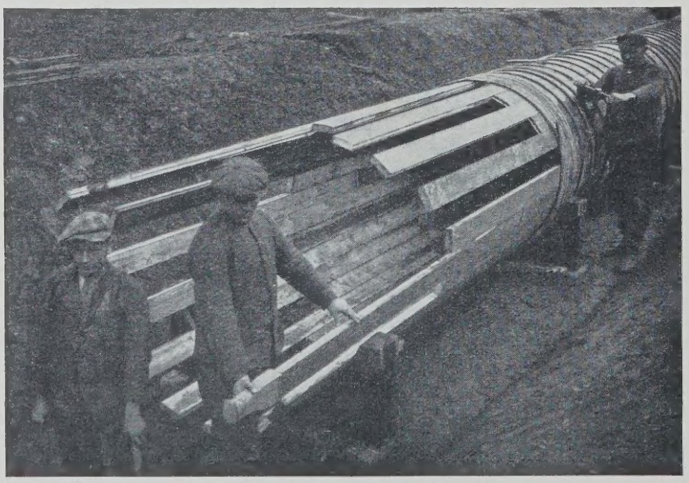


Abb. 7. Vorstrecken des Holzrohres auf Sätteln.

Die Leitung wurde in 65 Arbeitstagen, in der Zeit vom Oktober bis Dezember 1927, zum Teil bei sehr schlechtem Wetter, montiert.

Um die Leitung, die zeitweise unten und oben dem Durchzug austrocknender Luft ausgesetzt gewesen wäre, im Frühjahr nicht austrocknen zu lassen, wurde sie am unteren Ende abgeflanscht und mit Wasser gefüllt, um von dann an, soweit es der Fortschritt des Rohrleitungsbaues erlaubte, dauernd unter Wasser gehalten zu werden. Nach einer einmaligen Entleerung, die durch den Anschluß weiterer Rohrleitungsteile notwendig war, wurden dann die Sickerverluste mittels eines am oberen Ende aufgesetzten Standrohres genau gemessen. Hierbei ergaben sich für die gesamte 735 m lange Holzrohrleitung mit einer Innenfläche von 2900 m² folgende Verlustwerte nach 14tägiger Quelldauer:

1 Tag	0,495 l/Sek.	= 0,170	g/m²
6 Tage	0,445 „	= 0,155	„
28 „	0,385 „	= 0,130	„
133 „	0,205 „	= 0,069	„ .

Diese Ergebnisse haben die ursprünglichen Erwartungen weit übertroffen; während mit einem Verlust von 0,73 l/Sek. auf eine Holzrohrlänge von 730 m gerechnet worden war, betrug der Verlust nach 4 Monaten nur weniger als den dritten Teil der angenommenen Menge. Verbindet man die gemessenen Punkte miteinander, so erweist sich die Abnahme der Verluste annähernd als eine Gerade. Wenn auch mit einem völlig geradlinigen Weiterverlauf der Verlustabnahme nicht gerechnet werden darf, da ein Teil der Verluste nicht in technischen Undichtigkeiten, sondern in der physikalisch begründeten Perfiltration durch das Holzgewebe begründet ist, so läßt sich doch sagen, daß nach einem einjährigen Betriebe die Verluste nicht mehr als 0,10 bis 0,15 l/Sek. betragen werden, die dann langsamer auf Grund zunehmender Verkieselung der Holzfaser ganz verschwinden werden.

Dieses Ergebnis ist unbedingt als ein Erfolg anzusprechen, der nur durch sachgemäße Arbeit, Montage und verständnisvolle Behandlung nach

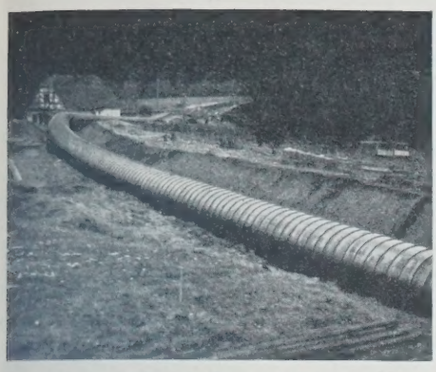


Abb. 8. Holzrohrleitung Mylau i. V. Oberer Teil.

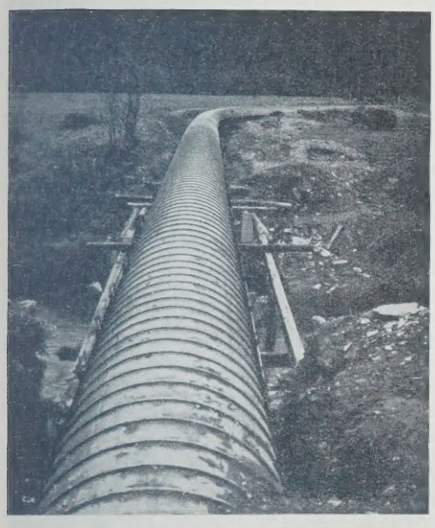


Abb. 9. Holzrohrleitung Mylau i. V. Göltzschüberführung und unterer Teil.

der Montage, wie auch durch geeignete strenge Materialauswahl, erzielt wurde. Bei gut verlegten Leitungen darf also der wirtschaftliche Einfluß des Wasserverlustes schon nach kurzer Betriebszeit vernachlässigt werden. —

Eine weitere Holzrohrleitung und ein Gerinne wurden vom Verfasser gelegentlich eines Baues eines kleinen Kraftwerkes für die Stadt Mylau i. V. durchgeführt. Das Kraftwerk ist ein Laufwerk an der Göltzsch mit 12,30 m Gefälle und einer Nutzwassermenge von 1,90 m³/Sek., das als erstes Kraftwerk vollständig bedienungslos und auf 5 km Entfernung fernsteuerbar eingerichtet ist.

Im Gegensatze zu der Mittweidaer Rohrleitung ist hier die Rohrleitung oberirdisch auf Rohrsätteln mit Betonfundamenten (vergl. Abb. 7) verlegt. Ihr Durchmesser ist ebenfalls 1,25 m. Bei den verhältnismäßig geringen Druckhöhen war hier aus rein wirtschaftlichen Gründen die Holzrohrleitung jeder anderen Rohrleitungsform sehr stark überlegen. Maßgebend war außerdem die Erfahrung, die man früher mit einer an derselben Anlage verlegten Eisenrohrleitung gemacht hat. Diese zeigte in ihrem Innern, infolge des starken Eisengehaltes des Göltzschwassers, knollenförmige Verkrustungen, die bis zu 2 cm stark waren und die Leistungsfähigkeit der Rohrleitung erheblich herabminderten.

Die konstruktiven Einzelheiten der Rohrleitung sind dieselben wie bei der ersten Rohrleitung, lediglich die Stärke der Dauben ist mit Rücksicht auf den geringeren Druck und die Möglichkeit der Bildung von Schwindrissen infolge der Sonnenbestrahlung geringer gewählt. Die Einzelheiten der Bewehrung sind ebenfalls gleich mit der einzigen Maßgabe, daß die Spannungsschlösser nicht getempert, sondern aus gewöhnlichem Grauguß hergestellt wurden, was bei der geringen Beanspruchung als genügend erachtet wurde.

Außer der Rohrleitung ergab sich an dem rd. 1,10 km langen Oberkanal der Anlage die Notwendigkeit, einen Seitenbach unter dem Werkkanal hindurchzuführen und das hierfür erforderliche Bauwerk gleichzeitig

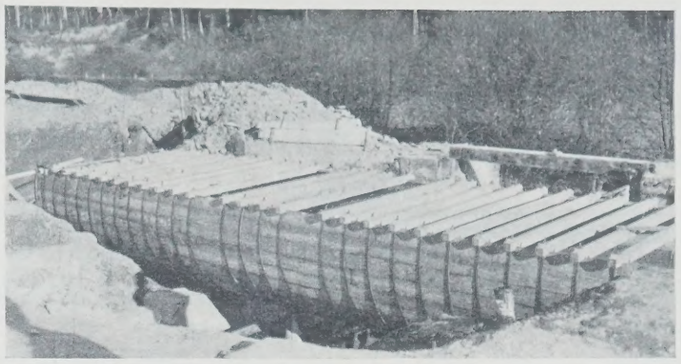


Abb. 10. Holzgerinne im Oberkanal der Wasserkraftanlage Mylau i. V.

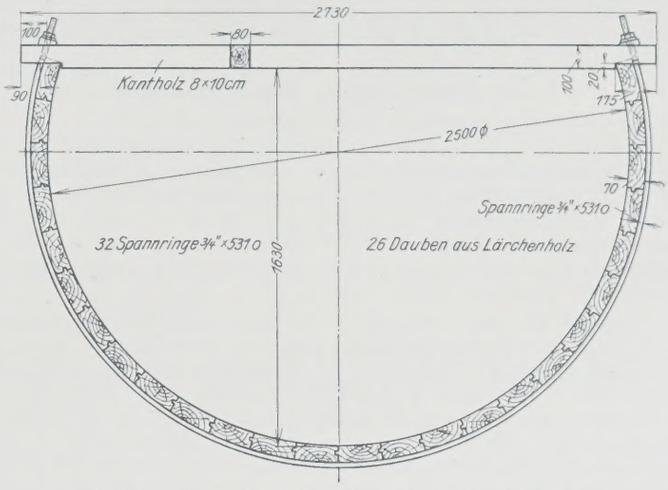


Abb. 11. Querschnitt des Holzgerinnes im Oberkanal der Wasserkraftanlage Mylau i. V.

als Übereich und als Grundablaß für die Entleerung des Kanals zu benutzen. Auch hier konnte durch die Verwendung eines freitragenden Kanalgerinnes in Halbkreisform an Kosten und Konstruktionshöhe erheblich gespart werden, so daß sich der Verfasser auch hier zur Aufstellung einer Holzkonstruktion entschloß (s. Abb. 8 bis 11).

Das Gerinne hat einen Durchmesser von 2,50 m bei einer Höhe von 1,65 m. Es überbrückt bei einer gesamten Länge von 11,40 m den eigentlichen Flußlauf mit einer Spannweite von 4,60 m. Das eigentliche Bauwerk ist auf seiner ganzen Länge als Übereich ausgebildet, so daß es möglich ist, jegliche Schwallung im Kanal mit sehr geringer Überlaufhöhe vollständig zu beseitigen. Ein Entleerungsschieber dient zur Entlastung des Kanals zu Reinigungszwecken.

Die Holzkonstruktion des Kanals besteht aus 7 cm starkem steyrischem Blutlärchenholz, um auch gegenüber den wechselnden Wasserständen eine möglichst hohe Lebensdauer zu erzielen. Sämtliche Eisenteile sind mit Asphaltlack und Inertol, die Spannbalken durch Kyanisierung gegen atmosphärische Einflüsse geschützt.

Alle Rechte vorbehalten.

Druckverteilung im Baugrunde.

II. Rechnerische Verfahren zu ihrer Ermittlung auf Grund neuerer Versuchsergebnisse.

Von Prof. Dr.-Ing. **F. Kögler,** Freiberg i. Sa., und Regierungsbauführer Dr.-Ing. **A. Scheidig,** Langenhessen, Pl.

(Schluß aus Heft 15).

d) Boussinesq (Melan) oder Strohschneider (Kögler)?

Über die Frage, ob man nach Gl. 1 und 2 oder nach Gl. 4 und 5 zu rechnen hat, ist im vorstehenden schon das Erforderliche gesagt und sind Anhaltspunkte für die Entscheidung gegeben worden. Hier sei nur über die zahlenmäßigen Ergebnisse der Formeln vergleichend noch folgendes gesagt: Die Gl. 1 und 2 ergeben kleinere Mittendrücke als 4, da nach den Annahmen von Boussinesq die Druckverteilung bis ins Unendliche geht. Nach den Gl. 4 und 5 ist die Kurve der Druckverteilung steiler; die Drücke fallen von einem verhältnismäßig großen Mittendruck schnell bis auf Null ab. Will man also bei der Rechnung sicher gehen, so wird man, wenn es sich um die Ermittlung von Mittendrücken handelt, die **Gl. 4** und **5,** wenn es sich um Drücke in größerer Entfernung von der Mittenachse der Last handelt, die **Gl. 1 und 2** verwenden. Natürlich stehen die so berechneten Werte in keinem Zusammenhang, da sie eben nach verschiedenen Gleichungen gefunden

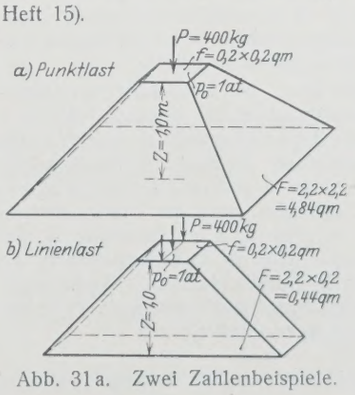


Abb. 31a. Zwei Zahlenbeispiele.

worden sind; die Gesamtsumme der Drücke kann in diesem Falle nicht gleich der Last P sein. Das ist wohl zu beachten!

e) Zahlenbeispiel. Es ist nicht uninteressant, die Gl. 1 bis 5 auf die in Abb. 31a dargestellten beiden Fälle anzuwenden. a) Punktlast: Sohlfläche der Last $0{,}2 \times 0{,}2$ m², Sohlflächendruck $p_0 = 1$ at, $P = 400$ kg. Da Punktlast, Ausbreitung und Verteilung des Druckes nach beiden Seiten und nach vorn und hinten. b) Linienlast: Zahlen wie vor.

Da Linienlast, Ausbreitung und Verteilung des Druckes nur nach beiden Seiten, nicht nach vorn und hinten zu, weil dort der gleiche Belastungs- und Spannungszustand.

Ermittlung der Spannungen in einer Tiefe $z = 1{,}0$ m unter Sohlfläche der Last nach der elementaren Rechnung $p = P : F$, vergl. Abb. 31a, und nach den Gl. 1 und 2 sowie 4 und 5. Diese Werte in der Mittenachse der Last. Ergebnisse in der

Zahlentafel 2.

Spannungen in 1 m Tiefe unter $p_0 = 1$ at	Elementar $p = P : F$		Nach Boussinesq und Melan		Nach Strohschneider und Kögler			
	$\varphi_0 = 45°$	$\varphi_0 = 60°$				$\varphi_0 = 45°$	$\varphi_0 = 60°$	$\varphi_0 = 90°$
Punktlast . . .	83	30	Gl. 1	191	Gl. 4	652	384	191
Linienlast . .	909	547	Gl. 2	1272	Gl. 5	2550	1920	1272
	kg/m²			kg/m²		kg/m²		

Die Unterschiede, die die verschiedenen Annahmen über die Ausbreitung und Verteilung des Druckes zur Folge haben, treten deutlich hervor.

E. Die Druckverteilung unter Flächenlasten.

a) Begriff der Flächenlast.

Die im vorhergehenden Abschnitt D angegebenen Formeln zur Berechnung der Druckspannungen in einer örtlich belasteten Schüttung gelten genau genommen nur unter der Voraussetzung, daß es sich um eine punkt- oder linienförmige Last handelt, d. h. daß ihre Grundfläche so klein (bei streifenförmiger Lastfläche die Streifenbreite so gering) ist, daß sie gegenüber der Tiefe, für die man die Druckverteilung ermitteln will, als gleich Null angesehen werden kann.

Die „Größe der Lastfläche" ist also stets ein relativer Begriff; jede (auch eine große) Lastfläche kann als klein gelten, wenn die Spannungen in großer Tiefe unter ihr zu ermitteln sind; für solche Fälle haben die im Abschnitte D aufgeführten Formeln stets Gültigkeit. Sie sind anwendbar, wenn wir gewissermaßen „auf die nähere Untersuchung des Spannungs- und Formänderungszustandes in der allernächsten Nachbarschaft der Angriffstelle der Last verzichten und uns nur mit der Beanspruchung jener Stellen beschäftigen wollen, deren Abstand von der Angriffstelle erheblich größer ist als die Abmessungen der kleinen Fläche, über die sich die Last P verteilt".[28])

Ein genauer Anhalt darüber, ob man eine Last als „Punktlast" auffassen darf oder ob man sie als „Flächenlast" rechnen muß, läßt sich leider nicht geben. Es hängt das natürlich auch stark von der angestrebten Genauigkeit ab. Nach unseren Versuchen und deren Nachrechnung kann man etwa sagen, daß für praktische Zwecke die Tiefe t_f, von der abwärts man nach den Formeln für Punktlasten rechnen darf, etwa gleich dem 3fachen Durchmesser einer Kreisbelastungsfläche oder gleich der 3fachen Breite eines Streifens ist:

$$t_f > 3\,d\text{: Punktlast} \qquad t_f < 3\,d\text{: Flächenlast.}$$

Oberhalb der Tiefe t_f gelten also die Formeln in Abschnitt D nicht mehr; man muß dann, wenn man etwas genauer rechnen will, eines der nachstehend besprochenen Verfahren für „Flächenlasten" anwenden.

Auch in diesem Falle ist natürlich noch die Entscheidung gemäß Abschnitt D, d zu treffen; alles hierzu Erforderliche ist dort gesagt.

b) Verfahren der Superposition.

Der grundlegende Gedankengang zur Entwicklung eines Verfahrens, um den Einfluß einer „Flächenlast" auf die Druckverteilung in einer Schüttung rechnerisch zu erfassen, ist derjenige der Zerlegung der Flächenlast in eine Anzahl von „Punktlasten", Ermittlung der Spannungen infolge dieser und Summation der Spannungen unter der Annahme, daß die Spannungen sich superponieren, d. h. sich algebraisch addieren. Dieser Gedankengang wird in der Statik elastischer Körper und in der Festigkeitslehre überall angewendet, er hat bereits im Abschnitt B mehrfach zur Herleitung der Ergebnisse gedient.

Die Anwendung dieses Verfahrens auf die Ermittlung der Druckspannungen unter der örtlichen Belastung eines Körpers hat schon A. Föppl[28]) ins Auge gefaßt; allerdings behandelt er einen festen elastischen Körper, nicht aber eine Schüttung. Er bejaht für diesen selbstverständlich die Zulässigkeit der Superposition und kennzeichnet in kurzen Strichen den Rechnungsgang. Es liegt nahe, auch die Druckverteilung unter Flächenlasten in Schüttungen mit derjenigen im elastischen Körper zu vergleichen und durch Berücksichtigung und Anpassung an die besonderen physikalischen Eigenschaften des Bodens ein Verfahren abzuleiten, um die lotrechte Spannungskomponente in jedem Punkte einer örtlich belasteten Schüttung zu ermitteln.

[28]) A. Föppl, Vorlesungen Bd. V, S. 229 bis 235, Leipzig 1907.

c) Anwendbarkeit der Superposition auf Schüttungen.

Das von A. Föppl angegebene Superpositionsverfahren gilt streng natürlich nur für elastische Körper, die dem Hookeschen Gesetze gehorchen. Diesem unterliegen aber Schüttungen nicht; oder höchstens in größerer Entfernung von der Last, wo die Berücksichtigung der Flächenlast meistens nicht mehr erforderlich sein wird. In der Strohschneider-Formel und in der unsrigen ist jedoch das abweichende Verhalten einer Schüttung gegenüber einem homogenen Körper berücksichtigt (Grenzwinkel der Druckverteilung infolge Bildung eines Tragkörpers unter der örtlichen Last, den Versuchsergebnissen angepaßte Größe der Mittendrücke usw.), so daß hierdurch der Unterschied zwischen der Wirklichkeit und der rechnerischen Summation auf der Grundlage der Formel 4 geringer sein wird als bei der Annahme rein elastischer Druckverteilung. Außerdem ist auch durch die Versuche der Amerikaner[29]) schon einigermaßen bewiesen, daß die Superposition sich auch im Störungsbereich in Wirklichkeit vollzieht. Im homogenen Bereich steht der Anwendung des Superpositionsgesetzes überhaupt kein Bedenken entgegen. Die Gültigkeit der näherungsweisen Annahme der geradlinigen Summation der nach den Formeln 1, 2 oder 4,5 berechneten Spannungsteile wird daher im folgenden als zu Recht bestehend vorausgesetzt. Man muß diese Annahme machen, um überhaupt rechnen zu können.

Aber auch dann sind die Schwierigkeiten noch groß. Sie liegen zu einem Teile auf rein mathematischem Gebiete: Eine Integration sowohl der Last- wie auch der Winkeldifferentiale bietet große Schwierigkeiten. Schon A. Föppl weist in der angeführten Stelle darauf hin, daß selbst unter der Annahme einer gleichförmigen Bodenreaktion die „Ausführung der Integration zu umständlich" ist. Eine weitere, noch viel größere Schwierigkeit liegt aber darin, daß die Annahme eines gleichmäßig verteilten Sohldruckes unter einer örtlichen Last auf einer Schüttung sich nicht halten läßt. Dadurch stellt sich die Aufgabe in Wirklichkeit noch viel verwickelter dar, so daß die Integrationen unmöglich werden und wir uns mit einer mechanischen Quadratur begnügen müssen, die jedoch in allen praktischen Fällen hinreichend genau sein wird.

d) Die Ermittlung der Spannungsverteilung unter streifenförmigen Flächenlasten nach Terzaghi.

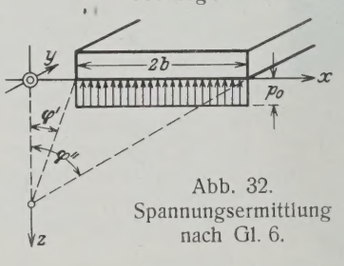


Abb. 32. Spannungsermittlung nach Gl. 6.

Nach dem vorstehenden Gedankengange der Superposition liegt bereits eine Sonderlösung Terzaghis[22]) für Streifenlasten vor. Er trifft die Annahme, daß die Verteilung des Bodendruckes an der Sohlfläche gleichförmig sei. Dann ergeben sich die senkrechten Druckkomponenten mit den Bezeichnungen der Abb. 32 zu

$$\sigma_z = 0{,}319\,p_0\,(\sin\varphi\cos\varphi + \varphi)\,{}^{\varphi''}_{\varphi'} = c_z\,p_0, \tag{6}$$

wobei p_0 der mittlere Einheitsdruck an der Sohlfläche ist und c_z nur noch von φ' und φ'' abhängt. Die Koeffizienten c_z sind in der angegebenen Quelle in einer Tabelle für verschiedene Stellen der Schüttung zusammengestellt.

Die Ermittlung der Spannungsverteilung wird auf diese Weise verhältnismäßig einfach. Aber einmal rechnet sie rein elastisch nach Boussinesq, gilt also nicht für den oberen heterogenen Bereich der Schüttung; anderseits stimmt die Annahme der Verteilung des Sohldruckes nicht, wodurch sich weitere erhebliche Abweichungen von der Wirklichkeit ergeben. Für die Tiefen aber, wo diese beiden vereinfachten Annahmen zulässig sind, kann man auch nach Gl. 2 für die Linienlast rechnen, die noch einfacher ist. Großen praktischen Wert dürfte daher die interessante Ableitung Terzaghis nicht besitzen.

e) Die Druckverteilung in der Schüttung unter beliebig begrenzten Flächenlasten bei beliebig verteiltem Sohldrucke unter der Lastfläche.

Im folgenden wird das Verfahren zur Ermittlung des lotrechten Druckes in irgend einem Punkte einer durch eine Flächenlast örtlich beanspruchten Schüttung dargestellt; und zwar kommt dem Gedankengange nach der allgemeinste Fall beliebig begrenzter Flächenlasten und beliebig verteilten Sohldrucks zur Behandlung.

Das Superpositionsverfahren für den allgemeinsten Fall einer beliebig begrenzten Flächenlast ist in Abb. 33 wiedergegeben. Die Berechnung des senkrechten Druckes in einem beliebigen Punkte A oder B einer Schüttung gestaltet sich demnach wie folgt:

1. Zuerst ist festzustellen, ob sich die zu untersuchenden Punkte A und B so nahe an der Last befinden, daß diese nicht mehr als Einzellast

[29]) „Die Bautechnik" 1927, Heft 29, S. 420. Versuche des Am. Track Comm.

betrachtet werden darf (vergl. Abschn. E, a); die zu den Punkten A und B gehörigen Tiefen h_A und h_B sind beide kleiner als $\approx 3\,d$, also gelten im Falle des Beispiels der Abb. 33 die Gesetze für Flächenlasten.

2. Sodann ist für die betreffende Bodenart die Grenze zwischen heterogenem und homogenem Bereich (Abschn. A, b und D, c und d) zu wählen (in Abb. 33 strichpunktiert gezeichnet) und außerdem die

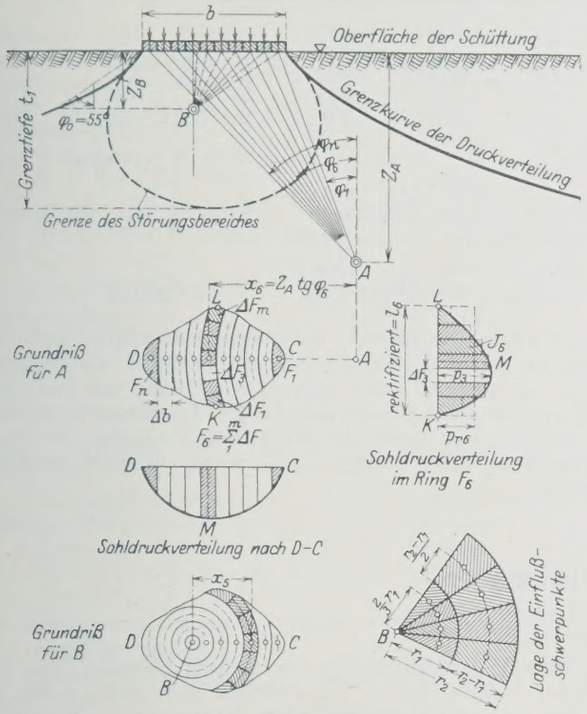


Abb. 33. Schema für die Berechnung der Druckverteilung in Schüttungen unter Flächenlasten.

Gestalt der Grenzkurve der Druckverteilung (Nulldrucklinie, Abschn. D, c) festzulegen; beides ist nach dem in den vorigen Abschnitten Gesagten einfach durchzuführen. Es gelten auf Grund der bisherigen Versuche etwa folgende Werte:

Lagerungsart[30])	Grenztiefe t_1 etwa	Ausgangsgrenzwinkel an der Oberfläche etwa
Lockere Lagerung . .	2,0 bis 1,2 m	35 bis 45°
Mitteldichte Lagerung	1,2 bis 0,9 m	45 bis 55°
Dichte Lagerung . .	0,9 bis 0,5 m und weniger	55 bis 65° und mehr

Im Falle des gewählten Beispiels (Abb. 33) ist wie bei den Versuchen $t_1 = 110$ cm, $\varphi_0 = 40°$ und die weitere Abwandlung nach der Zahlentafel auf S. 447 des ersten Aufsatzes[19]) gewählt worden.

3. Damit ist der zu den Tiefen h_A und h_B gehörige Grenzwinkel φ_0 der Druckverteilung (des Nulldruckes) festgelegt. In Abb. 33 liegt Punkt B im heterogenen Bereich. Der zugehörige Grenzwinkel beträgt im gewählten Beispiel $\varphi_0 = 55°$. Die zum Grenzwinkel $\varphi_0 = 55°$ gehörigen Werte von k in der Gl. 4 können aus der Zahlentafel 1 oder aus Abb. 31 unmittelbar für die verschiedenen Winkel $\varphi = 0$ bis $\varphi = \varphi_0$ entnommen werden.

Punkt A hat eine Tiefe $h_A > t_1$, sein Grenzwinkel ist $\varphi_0 = 90°$, für ihn gilt die Formel 1 als Grundlage der Superposition. Die Werte k der Formel 1 ergeben sich wieder aus der Zahlentafel 1 oder Abb. 31 für $\varphi_0 = 90°$. Selbst wenn A sehr weit von der örtlichen Belastung entfernt liegt, erhält er durch sie noch Spannungen; ein Blick auf die Kurve $\varphi_0 = 90°$ in Abb. 31 lehrt jedoch, daß die Drücke sehr klein werden, wenn φ größer als $\approx 60°$ wird (praktische Grenze der Druckverteilung).

4. Des weiteren ist die Druckverteilung unter der Sohlfläche der Last festzulegen; hierdurch werden erst die Kräfte bekannt, die in die Schüttung überhaupt eingehen. Auf die Verteilung des Sohldruckes soll in einem folgenden Aufsatze ausführlich eingegangen werden;[31]) sie sei hier als bekannt vorausgesetzt und durch Kurven wie DMC und LMK gegeben.

[30]) In der Bezeichnung und Definition von Terzaghi, „Erdbaumechanik", Leipzig 1925, S. 12.

[31]) Vergl. die bereits mitgeteilten Versuchsergebnisse des I. Aufsatzes.

5. Nach diesen vier Vorarbeiten können wir mit der Spannungsermittlung beginnen. Sie stellt eine zweifache Integration bezw. Summation der Lastanteile p dar; und zwar (Abb. 33) erstens über den Einflußwinkel φ zwischen den Grenzen φ_1 und φ_n, zweitens über die zu dem Winkel φ_6 gehörige Teilfläche F_6 (z. B. zwischen L und K). Sie kann geschrieben werden etwa in der Form

$$\sigma_z = k \int_{\varphi_1}^{\varphi_n} \int_{F_1}^{F_n} f(\varphi, p)\, d\varphi\, dF.$$

Praktisch ist die Lösung folgendermaßen: Man schlage im Grundriß um A oder B konzentrische Kreise, die gleichen Abstand Δb voneinander (z. B. den der Einheit) haben. Dadurch wird die Lastfläche F in n Teilflächen (Kreisringstücke)

$$F_1 + F_2 + F_3 + \cdots\cdots + F_n = F$$

geteilt. Die einzelnen Teile ΔF einer solchen Kreisringfläche stehen zwar unter verschiedenem Sohlflächendruck p, aber alle haben zum Punkte A (oder B) die gleiche Lage, nämlich gleiche lotrechte und wagerechte Entfernung, also auch den gleichen Fahrstrahlwinkel φ. Infolgedessen ist auch der drückübertragende Einfluß jedes Teiles ΔF dieser Kreisringfläche auf den Punkt A (oder B) derselbe, so daß für alle in der Gl. 1 oder 4 derselbe Festwert k zu verwenden ist.

Jede Kreisringfläche überträgt einen bestimmten Lastanteil, der sich als Bruchteil von der Gesamtlast P ausdrücken läßt. Es übertrage F_1 einen Lastanteil ΔP_1, F_2 einen Anteil ΔP_2 usw. Die Lastanteile der Flächen F_1 bis F_n ermitteln sich wie folgt: Die Summation

$$\Delta P = \sum_1^m p\, \Delta F$$

läßt sich praktisch durch mechanische Quadratur nach dem Schema der Abb. 33 folgendermaßen durchführen:

Zu jedem Flächenelement ΔF_1, $\Delta F_2 \cdots\cdots \Delta F_m$, z. B. der Kreisringfläche F_5, gehört eine Sohlflächenspannung p_1, $p_2 \cdots\cdots p_m$ in der Verteilungskurve des Sohldruckes, deren Produktensumme den Lastanteil ergibt:

$$\Delta P_5 = \Delta F_1\, p_1 + \Delta F_2\, p_2 + \cdots\cdots + \Delta F_m\, p_m = \Sigma\, \Delta F\, p.$$

Man kann einfach die mittlere Spannung p_{r5} für den Kreisring F_5 einführen und erhält dann:

$$\Delta P_5 = F_5\, p_{r5} = l_5\, \Delta b\, p_{r5} = J_5\, \Delta b.$$

Hierin bedeutet: F_5 die Kreisringfläche 5, p_{r5} den Mittelwert des Sohlflächendruckes in ihr, l_5 die Bogenlänge der Kreisringfläche, Δb ihre Breite, J_5 den Inhalt eines Schnittes durch den Sohlflächen-Spannungshaufen nach der Bogenlänge l_5.

Da in der Annahme über die Verteilung des Sohldruckes stets eine ziemlich große Unsicherheit steckt, hat es keinen Zweck, für die Ermittlung dieser Lastanteile allzu große Genauigkeit anzustreben; nur gilt allgemein, daß Fehler in der Nachbarschaft der Punkte A bezw. besonders B wegen der kleinen Einflußwinkel φ größeres Gewicht haben als bei Flächen mit großem Abstande x.

Man hat sich nun die Lasten ΔP_1 bis ΔP_n in den Schwerpunktlinien der Kreisringflächen F_1 bis F_n angreifend und unter dem dazugehörigen Einflußwinkel φ_1 bis φ_n auf A oder B wirkend zu denken. Die Spannungsanteile σ_1 bis σ_n errechnen sich dann nach der Gl. 1 oder 4 mit Hilfe der Beiwerte k aus der Zahlentafel 1 oder Abb. 31 für die Grenzwinkel $\varphi_{0A} = 90°$ bezw. $\varphi_{0B} = 55°$ zu

$$\sigma_1 = k \cdot \frac{\Delta P_1}{h^2},\quad \sigma_2 = k_2 \cdot \frac{\Delta P_2}{h^2} \cdots\cdots \sigma_n = k_n \cdot \frac{\Delta P_n}{h^2}$$

$$\sigma_z = \sum_1^n \sigma = \frac{\Delta b}{h^2} \cdot \sum_1^n J\, k = \frac{\Delta b}{h^2} \cdot \sum_1^n l\, p_r\, k. \tag{7}$$

Die Schwerpunktlinien der Kreisringflächen werden im allgemeinen genau genug in der halben Breite der Ringflächen angenommen, solange diese nicht zu groß gewählt ist. Eine genauere Ermittlung wird höchstens dann erforderlich, wenn, wie in Abb. 33, der Punkt B unter der Lastfläche liegt; dann hat die Schwerpunktlinie des innersten (vollen) Kreises r_1 von B den Abstand $^2/_3\, r_1$, vergl. Abb. 33 rechts unten.

Die wagerechten Entfernungen x der Schwerpunktlinien vom Punkte A bezw. B ergeben, durch h_A bezw. h_B dividiert, sofort die tg φ und damit die Werte φ selbst. Es wird z. B. für Punkt A

$$\operatorname{tg} \varphi_6 = \frac{x_6}{h_A} \text{ usw.}$$

Zu der nach Gl. 5 ermittelten, von der Flächenlast herrührenden Spannung σ_z tritt noch die Eigenspannung der Schüttung $g_v = \gamma_m\, h_A$, so daß der gesamte senkrechte Einheitsdruck σ im Punkte A

$$\sigma = \sigma_z + g_v$$

beträgt. Damit ist die Aufgabe vollständig gelöst.

f) Anwendungsbeispiel.

Aufgabe: Eine starre, kreisrunde Platte von $d = 99$ cm Durchm., $r = 49{,}5$ cm, Fläche $F = 7700$ cm² wird mit einer Last $P = 3850$ kg belastet, so daß $p_0 = 0{,}5$ at ist. Sie ruht auf einem gleichmäßigen Sandboden auf; es soll der Druck in der Lastmittelachse in 60 cm Tiefe unter der Lastsohle berechnet werden. Zum Vergleich liegen für diesen Fall Messungen vor.

Annahmen: 1. Die Verteilung des Sohlflächendruckes wird so angenommen, daß der Meridianschnitt eine quadratische Parabel ergibt:

$$p_x = 2\,p_0\,[1 - (x:r)^2].$$

Über die Berechtigung dieser Annahme siehe am Schluß der Nachrechnung.

2. Der Grenzwinkel der Druckverteilung betrage für 60 cm Tiefe $\varphi_0 = 65°$.

Lösung: Da hier ein kreissymmetrischer Fall vorliegt, so wird die Anwendung der Gl. 7 besonders einfach: Wir haben es hier mit geschlossenen Kreisringflächen zu tun, deren Länge sich aus ihrem mittleren Halbmesser einfach berechnet; auf dem ganzen Umfang jedes Kreisringes ist der Druck überall derselbe.

Die Fläche wird in fünf Kreisringe geteilt, deren innerster ein voller Kreis ist, aber auch als Kreisring behandelt wird.

$$\Delta b = \Delta r = 0{,}2\,r, \qquad l = U_x = 2\,\pi\,x.$$

Die Gl. 7 nimmt nun folgende Form an:

$$(8)\quad \begin{cases} \sigma_z = \dfrac{\Delta r}{h^2} \cdot \sum_1^n U_x\,p_x\,k = \dfrac{0{,}2\,r}{h^2} \cdot \sum_1^n 2\,\pi\,x \cdot 2\,p_0 \left[1 - \left(\dfrac{x}{r}\right)^2\right] k \\ \quad = 0{,}8\,p_0\,\pi \cdot \dfrac{r^2}{h^2} \cdot \sum_1^n \dfrac{x}{r}\left[1 - \left(\dfrac{x}{r}\right)^2\right] k = 0{,}8\,p_0\,\pi \cdot \dfrac{r^2}{h^2} \cdot \sum_1^n \xi(1-\xi^2)k. \end{cases}$$

Da die k nicht formelmäßig ausgedrückt werden können, so ist die Integration nur zahlenmäßig möglich. Sie wird in der Zahlentafel 3 durchgeführt.

Zahlentafel 3.

n	$\xi = x:r$	$1-\xi^2$	$\operatorname{tg}\varphi = x:h$	φ	k	$\xi(1-\xi^2)k$
1	0,1	0,99	0,0825	4° 12′	0,785	0,0777
3	0,3	0,91	0,2475	13° 55′	0,63	0,1720
5	0,5	0,75	0,4725	22° 24′	0,46	0,1724
7	0,7	0,51	0,5775	30° 01′	0,30	0,1071
9	0,9	0,19	0,7425	36° 36′	0,19	0,0325
					$\sum_1^n \xi(1-\xi^2)k$	$= 0{,}5617$

Die Werte k sind der Zahlentafel 1 entnommen bezw. der graphischen Darstellung Abb. 31. Die Gl. 8 liefert nun:

$$\sigma_z = 0{,}8\,p_0\,\pi \left(\frac{49{,}5}{60}\right)^2 0{,}5617 = \underline{0{,}96\,p_0}.$$

Gemessen wurde $\sigma_z = 0{,}86\,p_0$. Der Unterschied zwischen Rechnung und Messung ist darauf zurückzuführen, daß entweder die Superposition nicht ganz genau gilt, oder, was wahrscheinlicher und von größerem Einfluß ist, daß die Annahme über die Druckverteilung unter der Sohlfläche der Last nicht genau der Wirklichkeit entspricht. Ausführlichere Erörterungen zu dieser wichtigen Frage werden in einem weiteren Aufsatze folgen.

Alle Rechte vorbehalten.

Abstützungen von Druckstäben.

Von Dipl.-Ing. **L. Kulka**, Hannover.

Oft ergibt sich im Eisenbau die Notwendigkeit oder die Möglichkeit, die freie Knicklänge von Druckstäben zu verringern, indem diese in Zwischenpunkten gegen Punkte des Bauwerkes abgestützt sind, die als fest angesehen werden dürfen. Abb. 1 zeigt die sehr häufige Abstützung eines Fachwerkobergurtstabes mittels des Pfostens V gegen den Untergurtknoten u. Liegt der in Abb. 2 dargestellte Fall eines Fachwerkes mit Unterteilung durch Zwischenpfosten vor, so können diese bei entsprechend starker Ausbildung auch zur Stützung der Hauptdiagonalen D gegen deren Ausknicken aus der Fachwerkebene dienen. Dabei kann sich der Pfosten (wie in Abb. 2) seitlich gegen den oberen und unteren Windverband stützen, oder er kann (wie in Abb. 3 anzunehmen ist) mit dem Querträger biegungssteif zu einem Halbrahmen verbunden sein.

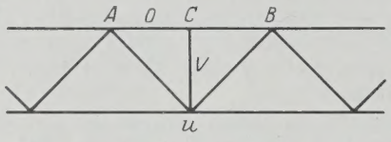


Abb. 1. Abstützung eines Obergurtstabes durch einen Pfosten.

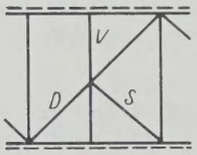


Abb. 2. Abstützung einer Druckstrebe durch einen Zwischenpfosten bei oberem u. unterem Windverband.

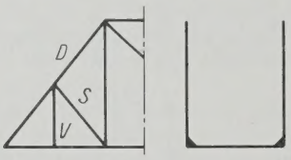


Abb. 3 Abstützung einer Druckstrebe durch einen Zwischenpfosten bei oben offener Brücke.

Aus ähnlichen Gründen, wie sie in meinem Aufsatze „Zur Berechnung elastisch gestützter Druckgurte“ in der „Bautechnik“ 1926, Heft 42, näher ausgeführt sind, kann sich auch bei den vorhin erwähnten Arten der Stützung von Druckstäben eine eingehendere Nachrechnung empfehlen als auf Grund des $\frac{S}{100}$-Verfahrens, abgesehen von dem zuerst erwähnten Fall.

Die theoretische Grundlage zu einer genaueren Untersuchung und die Lösung einzelner, praktisch wichtiger Fälle ist in der Fachliteratur zu finden. Die hier angestrebte, in sich abgeschlossene und möglichst allgemeine Darstellung, die eine kurze Ableitung der Grundformeln und deren Anwendung auf die wichtigsten Einzelfälle enthält, soll jedoch einen Behelf für den praktisch tätigen Ingenieur bilden und ihn der Mühe eines umfangreichen Studiums entheben. Bei der Auswahl und Durchrechnung der Beispiele war mir Herr Dipl.-Ing. K. Siedenburg in dankenswerter Weise behilflich.

I.

In Betracht gezogen werden zuerst ebene Stabnetze, also Systeme von Stäben derselben Ebene. Die einzelnen Stäbe sind auf ihrer ganzen Länge (also auch im Kreuzungspunkte) biegungssteif. Die Verbindung untereinander ist aber gelenkig. Im Kreuzungspunkte kann auch der eine oder der andere Stab endigen. Die durch den Kreuzungspunkt einerseits und durch die festen Endgelenke anderseits begrenzten Stabteile können, abgesehen von den zu stützenden Druckstäben, auch Zugkräfte aufweisen oder auch, wie bei bloßen Stützstäben, frei von Normalkräften sein. Bei ψ-fach gesteigerter Gebrauchslast soll als Folge der in dem System wirkenden Druckkräfte eine Ausweichung des Kreuzungspunktes aus der Ebene des Stabnetzes eintreten. Es handelt sich nun um die Aufstellung der Bedingungen für dieses seitliche Ausweichen der Stabverbindung.

Nach Erreichung der Knickgrenze möge das System im Kreuzungspunkte um das Maß c normal zu seiner Ebene ausgewichen sein. Dieses Maß soll weiterhin mit $c = 1$ cm angenommen werden. Die Berechtigung zu dieser besonderen Annahme folgt daraus, daß das Maß c der Ausweichung ohnehin aus der Knickbedingung herausfällt. Bei dem durch die Verschiebung $c = 1$ cm gekennzeichneten Zustande möge nun ein beliebiger Stab m der Verbindung auf die übrigen Stäbe im Kreuzungspunkte eine Kraft A_m normal zur Systemebene übertragen. Werden diese Kräfte A_m dann positiv gezählt, wenn sie die angenommene Verschiebung c zu vergrößern suchen, so liefert die Nullsetzung der über alle Stäbe der Verbindung erstreckten Summe der A_m, also die Beziehung:

$$(1)\qquad \sum_1^n A_m = 0$$

die Gleichgewichtsbedingung.

Diese einfache Beziehung kann aber auch schon als die Bedingung für die Möglichkeit des seitlichen Ausknickens, also kurz als die Knickbedingung angesehen werden. Denn die Knickgrenze ist dann erreicht, wenn die Summe der in Richtung einer angenommenen kleinen Ausbiegung c wirkenden Kräfte A_+ gerade ebenso groß ist wie die Summe ΣA_- der entgegenwirkenden Kräfte.[1])

Es handelt sich nun um die Aufstellung der Grundformeln für die den wichtigsten Fällen entsprechenden Werte A der Seitenkräfte.

a) Der in Abb. 4a dargestellte Stab wird durch den Kreuzungspunkt C in die Längen $\overline{AC} = s_1$ und $\overline{BC} = s_2$ unterteilt, deren Querschnittsflächen, maßgebende Trägheitsmomente und Druckkräfte mit F_1, J_1, S_1 bezw. für den Stabteil s_2 mit F_2, J_2, S_2 bezeichnet werden. Bei der gedachten Verschiebung $c = 1$ cm des Punktes C nimmt der Stab unter der Ein-

[1]) Ist überhaupt nur ein einziger Druckstab vorhanden, so kann ein beliebiger Zwischenpunkt als Kreuzungspunkt mit einem gedachten Stützstabe vom Widerstand Null angenommen werden und die Knickbedingung in der Form $A = 0$ angeschrieben werden. Dieser Vorgang wird später noch erläutert werden.

wirkung der bis an die Knickgrenze der Stabverbindung gesteigerten Druckkräfte S_1 und S_2 und der von den übrigen Stäben an ihn abgegebenen Stützkraft A_s etwa die in Abbild. 4b angedeutete Form an. Wird nun jeder Stabteil für sich betrachtet, so kann die Wirkung der Außenkräfte ersetzt werden für den Stabteil s_1 durch die in der Sehne AC wirkende Druckkraft S_1 und das rechtsdrehende Biegungsmoment M_c, für den Stabteil s_2 durch die Sehnenkraft S_2 und das linksdrehende Biegungsmoment M_c.

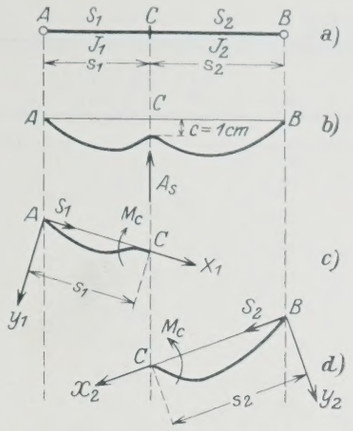


Abb. 4. Ausknicken eines in einem Zwischenpunkte gestützten Druckstabes.

Es gilt dann folgende Gleichgewichtsbedingung:

$$(2) \qquad A_s = \frac{S_1}{s_1} + \frac{S_2}{s_2} + M_c \cdot \frac{s_1 + s_2}{s_1 s_2}.$$

In dem Ausdruck $\frac{S_1}{s_1}$ bezw. $\frac{S_2}{s_2}$ steht im Zähler noch die Verschiebung c, die aber fortgelassen ist, da ihre Größe zu 1 cm angenommen war.

Die Koordinaten x_1, y_1 des Teiles AC der Biegelinie werden auf ein rechtwinkliges Achsensystem bezogen, dessen Ursprung in A liegt und dessen x-Achse die Richtung AC hat. Die Ordinaten y_1 zählen im gleichen Sinne positiv, in dem die Sehne AC von der Geraden AB abweicht (s. Abb. 4c).

Die Biegungsmomente werden positiv gezählt, wenn sie die y-Ordinaten zu vergrößern suchen.

Für einen Punkt dieses Astes AC der Biegelinie beträgt demnach das Biegungsmoment:

$$(3) \qquad M_x = S_1 y_1 - \frac{M_c}{s_1} \cdot x_1.$$

Somit lautet die Differentialgleichung dieses Teiles der elastischen Linie:

$$(4) \qquad S_1 y_1 - \frac{M_c}{s_1} \cdot x_1 = -E J_1 \cdot \frac{d^2 y_1}{d x_1^2}.$$

Mit Berücksichtigung der Grenzbedingungen, daß für $x_1 = 0$ und für $x_1 = s_1$ $y_1 = 0$ ist, erhält man als Integral der Differentialgleichung:

$$(5) \qquad y_1 = \frac{M_c}{S_1} \cdot \left(\frac{x_1}{s_1} - \frac{\sin k_1 x_1}{\sin k_1 s_1} \right),$$

wobei

$$k_1 = \sqrt{\frac{S_1}{E J_1}}.$$

Für die Tangentenneigungen der elastischen Linie gegen die x-Achse ergibt sich:

$$(6) \qquad \frac{d y_1}{d x_1} = \frac{M_c}{S_1 s_1} \cdot \left(1 - k_1 s_1 \cdot \frac{\cos k_1 x_1}{\cos k_1 s_1} \right)$$

und insbesondere im Punkte C

$$(7) \qquad \left. \frac{d y_1}{d x_1} \right|_{x_1 = s_1} = \frac{M_c}{S_1 s_1} \cdot (1 - \varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1),$$

wobei

$$\varphi_1 = k_1 s_1 = s_1 \sqrt{\frac{S_1}{E J_1}}.$$

Wählt man das rechtwinklige Koordinatensystem für den Ast BC der Biegelinie in entsprechender Weise, also mit dem Ursprung in B, der x-Achse in BC und zählt wieder die Ordinaten y_2 nach der von der Geraden AB abgekehrten Seite der Biegelinie hin positiv (Abb. 4d), so erhält man die mit den früheren gleichgebauten Ausdrücke:

$$(8) \qquad y_2 = \frac{M_c}{S_2} \cdot \left(\frac{x_2}{s_2} - \frac{\sin k_2 x_2}{\sin k_2 s_2} \right),$$

wobei

$$k_2 = \sqrt{\frac{S_2}{E J_2}},$$

und für die Tangentenneigung in C gegen die neue x-Achse:

$$(9) \qquad \left. \frac{d y_2}{d x_2} \right|_{x_2 = s_2} = \frac{M_c}{S_2 s_2} \cdot (1 - \varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2),$$

wobei

$$\varphi_2 = k_2 s_2 = s_2 \sqrt{\frac{S_2}{E J_2}}.$$

Die Bedingung dafür, daß die beiden Äste der elastischen Linie in C eine gemeinsame Tangente haben, lautet:

$$\frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} + \left. \frac{d y_1}{d x_1} \right|_{x_1 = s_1} + \left. \frac{d y_2}{d x_2} \right|_{x_2 = s_2} = 0,$$

wobei für die kleinen Winkel, um die es sich hier handelt,

$$\alpha = \sin \alpha = \operatorname{tg} \alpha$$

gesetzt ist.

$$(10) \qquad \frac{1}{s_1} + \frac{1}{s_2} + M_c \left[\frac{1}{S_1 s_1} \cdot (1 - \varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (1 - \varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2) \right] = 0.$$

Daraus folgt M_c mit

$$(11) \qquad M_c = \frac{1}{\frac{1}{S_1 s_1} \cdot (\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1)} \cdot \frac{s_1 + s_2}{s_1 s_2}.$$

Obwohl das Moment M_c nur als Hilfswert zu betrachten ist, sei hier der Vollständigkeit wegen bemerkt, daß sich der Zahlenwert für M_c aus Gl. 11 dann positiv ergibt, wenn M_c im angenommenen Sinne auf die beiden Stabteile wirkt, also in ihnen negativ zählende Biegungsmomente erzeugt.

Nach Einsetzung dieses Wertes für M_c in die Beziehung 2 ergibt sich für den in verschiedenen Längen s_1 und s_2 mit Druckkräften S_1 und S_2 belasteten Stab der verlangte Wert A_s mit

$$(12) \qquad A_s = \frac{S_1}{s_1} + \frac{S_2}{s_2} + \left(\frac{s_1 + s_2}{s_1 s_2} \right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{S_1 s_1} \cdot (\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1)}.$$

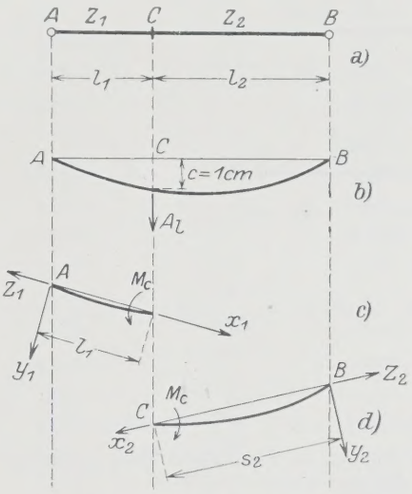


Abb. 5. Ausknicken eines in einem Zwischenpunkte gestützten Zugstabes.

Für den Sonderfall, daß $s_1 = s_2 = s$; $S_1 = S_2 = S$; $J_1 = J_2 = J$, erhält man die einfachere Formel

$$(12a) \qquad A_s = \frac{2S}{s} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\operatorname{tg} \varphi}{\varphi}};$$

$$\varphi = s \sqrt{\frac{S}{E J}}.$$

(Vergl. Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, S. 181.)

b) Für den durch Abbild. 5a u. b veranschaulichten Fall von Zugkräften Z_1 und Z_2 in den Stabteilen l_1 und l_2 und bei gleicher Wahl der Achsensysteme wie vorhin gilt, wenn auch hier die Verschiebung des Punktes C mit $c = 1$ cm vorausgesetzt wird, für den Ast AC der Biegelinie:

$$(13) \qquad M_{x_1} = M_c \cdot \frac{x_1}{l_1} - Z_1 y_1,$$

somit die Differentialgleichung der elastischen Linie für den Bereich AC (vergl. Abb. 5c)

$$(14) \qquad M_c \cdot \frac{x_1}{l_1} - Z_1 y_1 = -E J_1 \cdot \frac{d^2 y_1}{d x_1^2}.$$

Bei Beachtung der Grenzbedingungen lautet das Integral, also die Gleichung des betrachteten Kurventeiles:

$$(15) \qquad y_1 = \frac{M_c}{Z_1} \cdot \left(\frac{x_1}{l_1} - \frac{\mathfrak{Sin}\, k_1 x_1}{\mathfrak{Sin}\, k_1 l_1} \right),$$

wobei

$$k_1 = l_1 \sqrt{\frac{Z_1}{E J_1}}.$$

Die Tangentenneigung gegen die Achse AC im Punkte C beträgt:

$$(16) \qquad \left. \frac{d y_1}{d x_1} \right|_{x_1 = l_1} = \frac{M_c}{Z_1 l_1} \cdot (1 - k_1 l_1 \operatorname{\mathfrak{Ctg}} k_1 l_1) = \frac{M_c}{Z_1 l_1} \cdot (1 - \varphi_1 \operatorname{\mathfrak{Ctg}} \varphi_1).$$

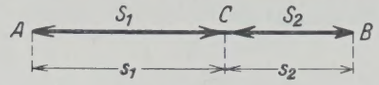
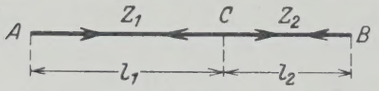
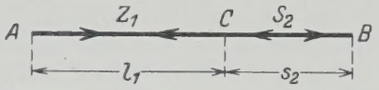
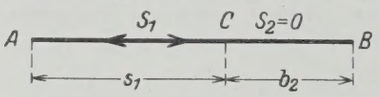
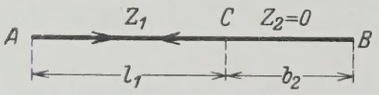
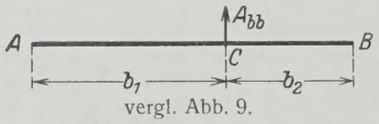
Entsprechend ergibt sich für den Ast BC der Biegelinie, bezogen auf das in Abb. 5d eingetragene Koordinatensystem, die Tangentenneigung im Punkte C gegen die bezügliche x-Achse BC:

$$(17) \qquad \left. \frac{d y_2}{d x_2} \right|_{x_2 = l_2} = \frac{M_c}{Z_2 l_2} \cdot (1 - k_2 l_2 \operatorname{\mathfrak{Ctg}} k_2 l_2) = \frac{M_c}{Z_2 l_2} \cdot (1 - \varphi_2 \operatorname{\mathfrak{Ctg}} \varphi_2).$$

Infolge der angenommenen Biegungssteifigkeit des Stabes, die ja auch im Kreuzungspunkte C vorhanden sein soll, haben beide Äste der Biegelinie in C eine gemeinschaftliche Tangente, weshalb:

$$\frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} + \left. \frac{d y_1}{d x_1} \right|_{x_1 = l_1} + \left. \frac{d y_2}{d x_2} \right|_{x_2 = l_2} = 0$$

Tafel 1.

Kraftangriff	Stützkraft A
 vergl. Abb. 4.	$A_s = \frac{S_1}{s_1} + \frac{S_2}{s_2} + \left(\frac{s_1+s_2}{s_1 s_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{S_1 s_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{ctg}\varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2}\cdot(\varphi_2 \operatorname{ctg}\varphi_2 - 1)}$
 vergl. Abb. 5.	$A_l = -\left\{\frac{Z_1}{l_1} + \frac{Z_2}{l_2} + \left(\frac{l_1+l_2}{l_1 l_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{Ctg}\varphi_1 - 1) + \frac{1}{Z_2 l_2}\cdot(\varphi_2 \operatorname{Ctg}\varphi_2 - 1)}\right\}$
 vergl. Abb. 6.	$A_{l_s} = -\frac{Z_1}{l_1} + \frac{S_2}{s_2} + \left(\frac{l_1+s_2}{l_1 s_2}\right) \cdot \frac{1}{-\frac{1}{Z_1 l_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{Ctg}\varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2}\cdot(\varphi_2 \operatorname{ctg}\varphi_2 - 1)}$
 vergl. Abb. 7.	$A_{S_b} = \frac{S_1}{s_1} + \left(\frac{s_1+b_2}{s_1 b_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{S_1 s_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{ctg}\varphi_1 - 1) - \frac{b_2}{3EJ_2}}$
 vergl. Abb. 8.	$A_{l_b} = -\left\{\frac{Z_1}{l_1} + \left(\frac{l_1+b_2}{l_1 b_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{Ctg}\varphi_1 - 1) + \frac{b_2}{3EJ_2}}\right\}$
 vergl. Abb. 9.	$A_{bb} = -3E\left(\frac{b_1+b_2}{b_1 b_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{b_1}{J_1} + \frac{b_2}{J_2}}$

oder

$$(18)\quad \frac{1}{l_1} + \frac{1}{l_2} + M_c\left[\frac{1}{Z_1 l_1}\cdot(1-\varphi_1 \operatorname{Ctg}\varphi_1) + \frac{1}{Z_2 l_2}\cdot(1-\varphi_2 \operatorname{Ctg}\varphi_2)\right] = 0.$$

Hieraus folgt M_c mit

$$(19)\quad M_c = \frac{l_1+l_2}{l_1 l_2}\cdot\frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{Ctg}\varphi_1 - 1) + \frac{1}{Z_2 l_2}\cdot(\varphi_2 \operatorname{Ctg}\varphi_2 - 1)}.$$

Die von dem betrachteten Zugstab auf die übrigen Stäbe in C übertragene Kraft für $c = 1$ cm ist gegeben durch:

$$(20)\quad A_l = -\left\{\frac{Z_1}{l_1} + \frac{Z_2}{l_2} + \left(\frac{l_1+l_2}{l_1 l_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{Ctg}\varphi_1 - 1) + \frac{1}{Z_2 l_2}\cdot(\varphi_2 \operatorname{Ctg}\varphi_2 - 1)}\right\}.$$

Sind in einem besonderen Falle $l_1 = l_2 = l$ und $Z_1 = Z_2 = Z$, so ergibt sich für A_l der einfachere Ausdruck:

$$A_l = -\frac{2Z}{l}\cdot\frac{1}{1-\frac{\operatorname{Tg}\varphi}{\varphi}}.$$

c) Der in Abb. 6 dargestellte Stab der Verbindung sei im Bereich $AC = l_1$ mit der Zugkraft Z_1, im Teile $CB = s_2$ mit der Druckkraft S_2 belastet. Eine dem früheren ähnliche Ableitung liefert für die von dem hier betrachteten Stabe auf die übrigen Stäbe im Sinne der angenommenen Verschiebung $c = 1$ cm übertragene Kraft den Wert:

$$(21)\quad \begin{cases} A_{l_s} = -\frac{Z_1}{l_1} + \frac{S_2}{s_2} - \frac{l_1+s_2}{l_1 s_2}\cdot M_c \\ = -\frac{Z_1}{l_1} + \frac{S_2}{s_2} + \left(\frac{l_1+s_2}{l_1 s_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{1}{Z_1 l_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{Ctg}\varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2}\cdot(\varphi_2 \operatorname{ctg}\varphi_2 - 1)}. \end{cases}$$

Die in a) bis c) abgeleiteten und noch einige weitere Fälle sind in der obenstehenden Übersicht (Tafel 1) zusammengestellt.

Bei Ableitung der Formeln in den Fällen a) bis c) wurde bisher stillschweigend angenommen, daß die Spannungen

$$\sigma = \frac{S}{F} \quad \text{bezw.} \quad \sigma = \frac{Z}{F}$$

in sämtlichen Stäben der Verbindung bei deren Belastung an die Knickgrenze unter der Proportionalitätsgrenze bleiben, weshalb im Ausdruck für φ das konstante Elastizitätsmaß E geschrieben wurde. Unter S und Z waren dabei, dem Wesen der Ableitung entsprechend, immer die mit dem Sicherheitsgrade ψ gegen Ausweichen multiplizierten Werte der Gebrauchslasten zu verstehen.

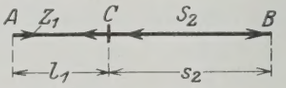


Abb. 6. Ausknicken eines teils auf Druck, teils auf Zug beanspruchten Stabes, der in einem Zwischenpunkte gestützt ist.

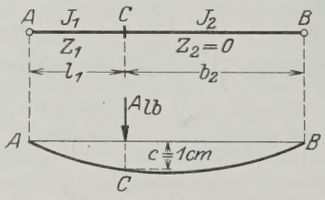


Abb. 8. Ausknicken eines in einem Zwischenpunkte gestützten Stabes, dessen einer Teil unbelastet, dessen anderer Teil auf Zug beansprucht ist.

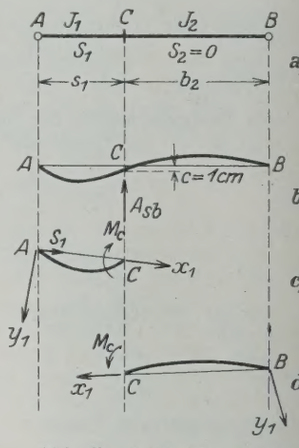


Abb. 7. Ausknicken eines in einem Zwischenpunkte gestützten Stabes, dessen einer Teil unbelastet, dessen anderer Teil auf Druck beansprucht ist.

Wird entgegen der bisherigen Voraussetzung in einem Druckstabe s beim Erreichen der für die ganze Verbindung gültigen Knickgrenze die Proportionalitätsgrenze überschritten, ist also für diesen Stabteil

$$\sigma_k = \frac{S}{F} > \sigma_{\text{prop}},$$

so ist für den ihm entsprechenden Wert φ zu setzen:

$$\varphi_s = \pi\cdot\frac{\lambda_s}{\lambda_k}.$$

Dabei bedeutet λ_s den gewöhnlichen Schlankheitsgrad $\lambda_s = \frac{s}{i}$ für das Ausknicken des betreffenden Stabteiles; hingegen λ_k jenen Schlankheitsgrad, der in der Knickspannungslinie des verwendeten Baustoffes derjenigen Spannung σ_k entspricht, die der Stabteil beim Ausweichen der Verbindung aufweist.

Die nähere Begründung findet sich in meinem zu Beginn erwähnten Aufsatz in der „Bautechnik“ 1927, Heft 42.

Tafel 2. $\Phi_1 = \varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1$.

$\frac{\varphi}{\pi}$	φ	$\operatorname{ctg} \varphi$	$\varphi \operatorname{ctg} \varphi$	$\Phi_1 = \varphi \operatorname{ctg} \varphi - 1$	$\Delta \Phi_1$	$\Delta_2 \Phi_1$	$\frac{\Delta \Phi_1}{\Delta \frac{\varphi}{\pi}}$	$\frac{\Delta_2 \Phi_1}{2 \Delta^2 \left(\frac{\varphi}{\pi}\right)}$	φ^0
0	0	∞	1,0000	0					0
					— 0,0082		— 0,164		
0,05	0,1571	6,3138	0,9918	— 0,0082		— 0,0167			9,0
					— 0,0249		— 0,498		
0,10	0,3142	3,0777	0,9669	— 0,0331		— 0,0171			18,0
					— 0,0420		— 0,840		
0,15	0,4712	1,9626	0,9249	— 0,0751		— 0,0181			27,0
					— 0,0601		— 1,202		
0,20	0,6283	1,3764	0,8648	— 0,1352					36,0
					— 0,0293		— 1,465		
0,22	0,6912	1,2088	0,8355	— 0,1645		— 0,0033			39,6
					— 0,0326		— 1,630		
0,24	0,7540	1,0649	0,8029	— 0,1971		— 0,0032			43,2
					— 0,0358		— 1,780		
0,26	0,8168	0,9391	0,7671	— 0,2329		— 0,0037			46,8
					— 0,0395		— 1,975		
0,28	0,8796	0,8272	0,7276	— 0,2724		— 0,0034			50,4
					— 0,0429		— 2,145		
0,30	0,9425	0,7265	0,6847	— 0,3153		— 0,0038			54,0
					— 0,0467		— 2,335		
0,32	1,0053	0,6346	0,6380	— 0,3620		— 0,0042			57,6
					— 0,0509		— 2,545		
0,34	1,0681	0,5497	0,5871	— 0,4129		— 0,0040			61,2
					— 0,0549		— 2,745		
0,36	1,1310	0,4706	0,5322	— 0,4678		— 0,0046			64,8
					— 0,0595		— 2,975		
0,38	1,1938	0,3960	0,4727	— 0,5273		— 0,0049			68,4
					— 0,0644		— 3,220		
0,40	1,2566	0,3249	0,4083	— 0,5917		— 0,0052			72,0
					— 0,0696		— 3,480		
0,42	1,3195	0,2567	0,3387	— 0,6613		— 0,0054			75,6
					— 0,0750		— 3,750		
0,44	1,3823	0,1908	0,2637	— 0,7363		— 0,0062			79,2
					— 0,0812		— 4,060		
0,46	1,4451	0,1263	0,1825	— 0,8175		— 0,0064			82,8
					— 0,0876		— 4,380		
0,48	1,5080	0,0629	0,0949	— 0,9051		— 0,0073			86,4
					— 0,0949		— 4,745		
0,50	1,5708	0,0000	0,0000	— 1,0000		— 0,0079			90,0
					— 0,1028		— 5,140		
0,52	1,6336	— 0,0629	— 0,1028	— 1,1028		— 0,0087			93,6
					— 0,1115		— 5,575	— 10,875	
0,54	1,6965	— 0,1263	— 0,2143	— 1,2143		— 0,0099			97,2
					— 0,1214		— 6,070	— 12,375	
0,56	1,7593	— 0,1908	— 0,3357	— 1,3357		— 0,0106			100,8
					— 0,1320		— 6,600	— 13,250	
0,58	1,8221	— 0,2567	— 0,4677	— 1,4677		— 0,0127			104,4
					— 0,1447		— 7,230	— 15,875	
0,60	1,8850	— 0,3249	— 0,6124	— 1,6124		— 0,0142			108,0
					— 0,1589		— 7,945	— 17,750	
0,62	1,9478	— 0,3960	— 0,7713	— 1,7713		— 0,0160			111,6
					— 0,1749		— 8,745	— 20,000	
0,64	2,0106	— 0,4706	— 0,9462	— 1,9462		— 0,0187			115,2
					— 0,1936		— 9,680	— 23,375	
0,66	2,0735	— 0,5497	— 1,1398	— 2,1398		— 0,0223			118,8
					— 0,2159		— 10,795	— 27,875	
0,68	2,1363	— 0,6346	— 1,3557	— 2,3557		— 0,0260			122,4
					— 0,2419		— 12,095	— 32,500	
0,70	**2,1991**	**— 0,7265**	**— 1,5976**	**— 2,5976**		— 0,0316			126,0
					— 0,2735		— 13,675	— 39,500	
0,72	2,2630	— 0,8272	— 1,8711	— 2,8711		— 0,0386			129,6
					— 0,3121		— 15,605	— 48,250	
0,74	2,3248	— 0,9391	— 2,1832	— 3,1832		— 0,0473			133,2
					— 0,3594		— 17,970	— 59,125	
0,76	2,3876	— 1,0649	— 2,5426	— 3,5426		— 0,0600			136,8
					— 0,4194		— 20,970	— 75,000	
0,78	2,4504	— 1,2088	— 2,9620	— 3,9620		— 0,0779			140,4
					— 0,4973		— 24,865	— 97,375	
0,80	2,5133	— 1,3764	— 3,4593	— 4,4593		— 0,1028			144,0
					— 0,6001		— 30,005	— 128,500	
0,82	2,5761	— 1,5758	— 4,0594	— 5,0594		— 0,1407			147,6
					— 0,7408		— 37,040	— 155,875	
0,84	**2,6389**	**— 1,8190**	**— 4,8002**	**— 5,8002**		— 0,2006			151,2
					— 0,9414		— 47,070	— 250,750	
0,86	2,7018	— 2,1251	— 5,7416	— 6,7416		— 0,2998			154,8
					— 1,2412		— 62,060	— 374,750	
0,88	2,7646	— 2,5258	— 6,9828	— 7,9828		— 0,4779			158,4
					— 1,7191		— 85,955	— 597,375	
0,90	2,8274	— 3,0777	— 8,7019	— 9,7019		— 0,8361			162,0
					— 2,5552		— 127,760	— 1045,125	
0,92	2,8903	— 3,8948	— 11,2571	— 12,2571		— 2,0681			165,6
					— 4,6233		— 231,165	— 2585,125	
0,94	2,9531	— 5,2421	— 15,4804	16,4804		— 3,6289			169,2
					— 8,2522		— 412,610	— 4536,125	
0,96	3,0159	— 7,9158	— 23,7326	24,7326		— 16,9527			172,8
					— 25,2049		— 1260,245	— 21190,875	
0,98	3,0788	— 15,8950	— 48,9375	49,9375					176,4
1,00	3,1416	∞	∞	∞	∞				180,0

Wo Anfangskrümmungen zu erwarten sind, wie in dem an Hand der Abb. 3 besprochenen Fall einer biegungssteifen Verbindung des Stützpfostens mit dem Querträger, durch dessen Belastung eben diese Ausbiegung erzeugt wird, wird sich die Wahl eines höheren Sicherheitsgrades bei der Berechnung empfehlen.[2])

Für einen gezogenen Stabteil gelten hinsichtlich des Wertes φ_l die folgenden Festsetzungen: Für

$$\sigma_z = \frac{Z}{F} < \sigma_{\text{prop}} \quad \text{wird} \quad \varphi_l = l \sqrt{\frac{Z}{EJ}}.$$

Falls jedoch

$$\sigma_z = \frac{Z}{F} > \sigma_{\text{prop}},$$

so wäre E zu ersetzen durch ein Elastizitätsmaß E', das außer von der Spannung σ_z und der Dehnungskurve des Baustoffes auch noch von der

[2]) Der zuletzt angeschriebene Wert des Labilitätsmaßes φ_s beruht auf der Berechnung eines Knickmoduls unter Voraussetzung eines unendlich kleinen Biegungspfeiles im Augenblick des Ausknickens. Wo also diese Voraussetzung nicht zutrifft, also bereits vor Erreichung der Knickgrenze ein endlicher Biegungspfeil vorhanden ist, mußte diesem Umstande durch Einsetzung eines entsprechend kleineren Betrages für den Knickmodul Rechnung getragen werden. Tatsächlich verlieren auch gedrungene Druckstäbe infolge einer anfänglichen Krümmung oder eines exzentrischen Lastangriffes ihre Tragfähigkeit schon vor Erreichung der unter Annahme achsrechter Belastung errechneten Knicklast, worauf in Fachschriften wiederholt hingewiesen wurde. Vergl. u. a. Krohn, Die Knickfestigkeit. „Die Bautechnik" 1923, S. 233.

Tafel 3. $\Phi_2 = \varphi\,\mathfrak{Ctg}\,\varphi - 1$. $\Delta\varphi = 0{,}15$.

$\mathfrak{Tg}\,\varphi$	$\varphi\,\mathfrak{Ctg}\,\varphi$	$\Phi_2 = \varphi\,\mathfrak{Ctg}\,\varphi - 1$	$\Delta\Phi_2$	$\frac{\Delta\Phi_2}{\Delta\varphi}$	φ
0	1,000 00	0,000 00	0,007 52	0,0501	0
0,148 88	1,007 52	0,007 52	0,022 31	0,1487	0,15
0,291 31	1,029 83	0,029 83	0,036 78	0,245	0,30
0,421 90	1,066 61	0,066 61	0,050 63	0,338	0,45
0,537 04	1,117 24	0,117 24	0,063 56	0,424	0,60
0,635 16	1,180 80	0,180 80	0,075 67	0,504	0,75
0,716 29	1,256 47	0,256 47	0,086 56	0,577	0,90
0,781 81	1,343 03	0,343 03	0,096 48	0,643	1,05
0,833 65	1,439 45	0,439 45	0,105 08	0,701	1,20
0,874 05	1,544 53	0,544 53	0,112 65	0,750	1,35
0,905 15	1,657 18	0,657 18	0,119 19	0,795	1,50
0,928 86	1,776 37	0,776 37	0,124 75	0,830	1,65
0,946 81	1,901 12	0,901 12	0,129 45	0,863	1,80
0,960 32	2,030 57	1,030 57	0,133 37	0,890	1,95
0,970 45	2,163 94	1,163 94	0,136 53	0,910	2,10
0,978 02	2,300 57	1,300 57	0,139 27	0,929	2,25
0,983 67	2,439 84	1,439 84	0,141 45	0,944	2,40
0,987 88	2,581 29	1,581 29	0,143 20	0,955	2,55
0,991 01	2,724 49	1,724 49	0,144 65	0,964	2,70
0,993 33	2,869 14	1,869 14	0,145 78	0,970	2,85
0,995 05	3,014 92	2,014 92	0,146 68	0,977	3,00
0,996 33	3,161 60	2,161 60	0,147 40	0,984	3,15
0,997 28	3,309 00	2,309 00	0,147 98	0,986	3,30
0,997 98	3,456 98	2,456 98	0,148 39	0,990	3,45
0,998 51	3,605 37	2,605 37	0,148 76	0,991	3,60
0,998 90	3,754 13	2,754 13	0,149 07	0,994	3,75
0,999 18	3,903 20	2,903 20	0,149 27	0,995	3,90
0,999 39	4,052 47	3,052 47	0,149 42	0,996	4,05
0,999 55	4,201 89	3,201 89	0,149 55	0,997	4,20
0,999 67	4,351 44	3,351 44	0,149 69	0,997	4,35
0,999 75	4,501 13	3,501 13	0,149 71	0,997	4,50
0,999 82	4,650 84	3,650 84	0,149 83	0,998	4,65
0,999 86	4,800 67	3,800 67	0,149 83	0,998	4,80
0,999 90	4,950 50	3,950 50	0,149 91	0,999	4,95
0,999 92	5,100 41	4,100 41	0,149 91	0,999	5,10
0,999 94	5,250 32	4,250 32	0,149 90	0,999	5,25
0,999 96	5,400 22	4,400 22	0,149 95	1,000	5,40
0,999 97	5,550 17	4,550 17	0,149 94	1,000	5,55
0,999 98	5,700 12	4,700 12	0,150 00	1,000	5,70
0,999 98	5,850 11	4,850 11	0,150 00	1,000	5,85
0,999 99	6,000 06	5,000 06	0,150 00	1,000	6,00
1,000 00	6,150 00	5,150 00			6,15
1,000 00	6,283 19	5,283 19			6,283 19 $= 2\pi$

Genauigkeit überall bei lin. Zwischenschaltung 3 Dezimalen, nur bei den Werten $0 < \varphi < 0{,}90$ ist die Genauigkeit auf 2 Dezimalen beschränkt.

Querschnittsform des Stabes abhängt, wie dies auch für den Knickmodul eines gedrungenen Druckstabes strenggenommen gilt. Um diesen, sehr umständlichen Rechnungsvorgang zu vermeiden, wird hier für das Elastizitätsmaß E' eines gezogenen Stabteiles der gleiche Betrag eingesetzt, wie er sich aus der Knickspannungslinie für den Knickmodul P dann ergäbe, wenn σ_z eine Druckspannung wäre. Dadurch nimmt φ_l (freilich nur für den praktischen Rechnungsvorgang) den Wert an:

$$\varphi_l = \pi \cdot \frac{\lambda_l}{\lambda_z},$$

worin

$$\lambda_l = \frac{l}{i}$$

der Schlankheitsgrad des gezogenen Stabteiles und λ_z jener rechnerische Schlankheitsgrad ist, der in der Knickspannungslinie einer gedachten Knickspannung im Betrage von σ_z entspricht.

Endlich ist noch zu bemerken, daß in die Formeln für A sämtliche Stabkräfte mit ihrem Absolutbetrage, also positiv, einzusetzen sind, da in der Ableitung auf den Wirkungssinn schon Rücksicht genommen wurde.

Zur einfacheren Anwendung der in a) bis c) abgeleiteten Formeln sind die Werte

$$\Phi_1 = \varphi\,\mathrm{ctg}\,\varphi - 1$$
$$\Phi_2 = \varphi\,\mathfrak{Ctg}\,\varphi - 1$$

in den Tafeln 2 u. 3 zusammengestellt.

Die Werte

$$\Phi_3 = \frac{1}{1 - \frac{\mathrm{tg}\,\varphi}{\varphi}}$$

und

$$\Phi_4 = \frac{1}{1 - \frac{\mathfrak{Tg}\,\varphi}{\varphi}}$$

ergeben sich aus den Tafelwerten wie folgt:

$$\Phi_3 = \frac{\varphi\,\mathrm{ctg}\,\varphi}{\varphi\,\mathrm{ctg}\,\varphi - 1} = \frac{\Phi_1 + 1}{\Phi_1}$$
$$\Phi_4 = \frac{\varphi\,\mathfrak{Ctg}\,\varphi}{\varphi\,\mathfrak{Ctg}\,\varphi - 1} = \frac{\Phi_2 + 1}{\Phi_2}.$$

Die Zahl φ kann, wenigstens bei Druckstäben, nicht jeden beliebigen Wert annehmen.

Für einen nach Gl. 12a zu stützenden Druckstab mit gleichen und gleichbelasteten Teilen s bewegt sich φ_s zwischen $\varphi_s = {}^1/_2\,\pi$, in welchem Falle eine Stützung überflüssig wird, und dem Werte $\varphi_s = \pi$, wenn die freie Knicklänge durch entsprechend starke Stützung auf den Betrag s abgemindert werden soll.

$\varphi > \pi$ ist das Zeichen einer ungenügenden Bemessung des Druckstabes selbst, der dann für die freie Knicklänge s nicht ausreicht.

Im Falle $\varphi < {}^1/_2\,\pi$ kann der Stab, dessen Querschnitt noch für freie Knicklängen $> 2\,s$ hinreichen würde, zur Stützung anderer ihn kreuzender Druckstäbe beitragen, was sich auch darin äußert, daß A_s nach Gl. 12a negativ wird.

Sieht man von dem eben betrachteten einfachsten Fall ab, auf den sich Gl. 12a bezieht, so kann für den gedrückten Teil s_1 eines Stabes auch $\varphi_1 > \pi$ werden, wenn der andere Stabteil 2 im Verhältnis zu seiner Druckbelastung einen Querschnittsüberschuß aufweist oder wenn der Stabteil 2 gezogen oder frei von Normalkräften ist. In allen diesen Fällen übt nämlich der Stabteil 2 auf 1 eine einspannende Wirkung aus, so daß dessen Knicklänge $s_k < s_1$ und damit $\varphi > \pi$ werden kann, vorausgesetzt, daß der Kreuzungspunkt hinreichend gestützt ist.

Geschieht jedoch die Querschnittsbemessung des Stabteiles s_1, wie üblich, für eine freie Knicklänge, die mindestens gleich s_1 ist, so kann auch hier $\varphi_s = \pi$ als obere Grenze gelten.

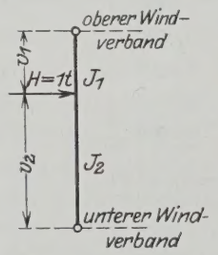


Abb. 9a. Biegungswiderstand eines Stützpfostens bei Vorhandensein eines oberen und unteren Windverbandes.

$$A_s = -3E\left(\frac{v_1 + v_2}{v_1\,v_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{\frac{v_1}{J_1} + \frac{v_2}{J_2}}.$$

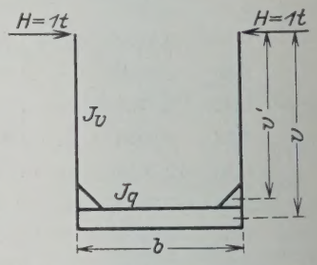


Abb. 9b. Biegungswiderstand eines Stützpfostens einer oben offenen Brücke.

$$A_r = -\frac{1}{\delta};$$
$$\delta = \frac{b\,v^2}{2\,E J_q} + \frac{v^{1,3}}{3\,E J_v}.$$

Für gezogene Stabteile ist hingegen φ_l an diese obere Grenze nicht gebunden.

Für Stäbe, die im Kreuzungspunkte C mit einem Gelenke endigen, gelten die folgenden Sätze:

d) Für einen Druckstab mit der Länge s und der der Knickgrenze des Systems entsprechenden Druckkraft S:

$$A = +\frac{S}{s}.$$

e) Für einen Zugstab mit der Länge l und der betreffenden Zugkraft Z:

$$A = -\frac{Z}{l}.$$

f) Wird der Kreuzungspunkt durch ein biegungssteifes Bauglied gehalten, das frei von Normalkräften ist, so ist für dieses Bauglied als A_b der negative Wert des Biegungswiderstandes (Rahmenwiderstand) einzusetzen, also der reziproke Wert jener Verschiebung, die an den einander gegenüberliegenden Kreuzungspunkten beider Tragwände entsteht, wenn dortselbst die Seitenkräfte von je $H = -1$ t angreifen und das betrachtete Bauglied im Kreuzungspunkte von den übrigen Stäben gelöst ist. In Abb. 9 sind die Werte A_b eingeschrieben für einen Pfosten, der sich seitlich gegen den oberen und unteren Windverband stützt, und für einen oben offenen Halbrahmen. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

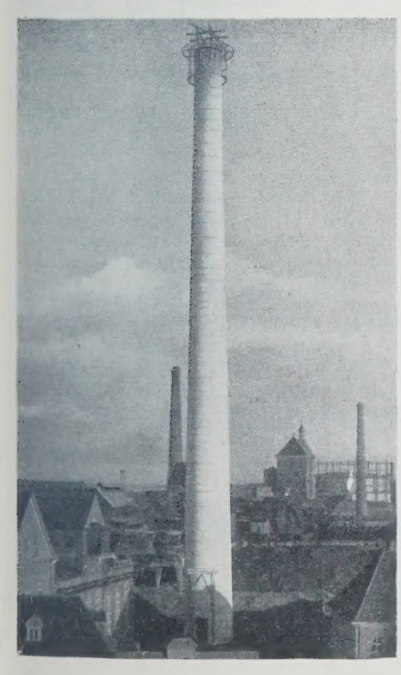
Die 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins, die am 27., 28. und 29. März 1928 in München stattfand und 575 Besucher aufwies, war wie ihre Vorgängerinnen ein sinnfälliger Ausdruck der Hingabe seiner Mitglieder, insbesondere der deutschen Betonindustrie, an ein Werk, das ein wesentlicher Faktor in der Wiedererstarkung unserer Volkswirtschaft ist. Auf keiner Veranstaltung technischer Fachkreise habe ich jemals so stark die Richtigkeit des Satzes empfunden, daß Deutschsein eine Sache um ihrer selbst willen zu tun bedeute, wie auf den Tagungen des Deutschen Beton-Vereins. So zeugte auch die diesjährige Hauptversammlung von der Opferbereitschaft und der Hochwertigkeit der Arbeiten der deutschen Bauindustrie.

Am Vormittag des ersten Tages fand zur Erledigung innerer Angelegenheiten des Vereins eine Mitgliederversammlung statt, an die sich ein Vortrag von Regierungsbaumeister Kosfeld über Schlackenverwertung anschloß. Der Nachmittag des ersten und der zweite Tag waren technisch-wissenschaftlichen Vorträgen gewidmet. Nach der Begrüßung durch den Vorsitzenden, Herrn Dr.-Ing. ehr. Hüser, Oberkassel, überbrachten die Vertreter der Reichs-, Landes- und städtischen Behörden ihre Grüße, worauf dann die Vorträge begannen.

1. Stadtoberbaurat Schwaab, Heidelberg, behandelte in seinem Vortrage den

„Bau der dritten Neckarbrücke in Heidelberg",

der auf Grund eines engeren Wettbewerbes der Fa. Wayss & Freytag, Stuttgart, übertragen wurde. Nach der Forderung der Strombauverwaltung durften nur zwei Pfeiler im Flußbett erstellt werden, was zu der Anordnung einer aus Dreigelenkbogen bestehenden Eisenbetonbrücke mit drei Öffnungen führte. Die Mittelöffnung hatte 59 m Spannweite und 6,10 m Pfeilhöhe, während die beiden Seitenöffnungen je 57 m Spannweite bei 5,56 m Pfeilhöhe erhielten, deren rechtseitige während des Baues mit einem Schiffdurchlaß von 21/5 m Weite versehen wurde. Zur Überbrückung der tiefer gelegenen Uferstraße schließt sich am rechten Ufer eine Landöffnung von 22 m l. W. und 4,50 m Pfeilhöhe an. An beiden Ufern führen 4 m breite Treppen zum Ufergelände hinab. Die mit einer zweigleisigen Straßenbahn versehene Fahrbahn ist 12 m breit, während auf die Gehwege je 4 m entfallen. Die Gehwege wurden indes mit je 2 m Auskragung angeordnet und erhielten der leichteren Wirkung wegen eiserne Geländer. Die je 6 m breiten Flußpfeiler wurden zwischen Larssenspundwänden in offener Baugrube bis auf 4,76 m unter die Flußsohle gegründet, wobei die innere Absteifung der Baugrube zur Erzielung eines freien Arbeitsraumes an obere, quergelegte, Breit-Flanschträger aufgehängt wurde. Da auf der für die linke Widerlagersohle vorgesehenen Tiefe Nester von Triebsand angetroffen wurden, so hat man nach dem Vorschlage von Prof. Dr. Mörsch den ursprünglich vorgesehenen massiven Aufbau der Brücke aufgegeben und einen leichten Eisenbetonaufbau gewählt und führte für das 22/23 m große Widerlager (M.-V. 1 : 12) eine Eisenbetonpfahlgründung aus, für die insgesamt 2500 lfd. m im Grundriß gegeneinander versetzte Pfähle gerammt werden mußten. Die 433 Druckpfähle erhielten zur wirksamen Druckübertragung einen nach unten sich verjüngenden Querschnitt: oben 35/35 cm, unten 30/30 cm, während die 268 Zugpfähle umgekehrt oben 30/30 cm, unten 35/35 cm stark ausgeführt wurden. Für die Druckpfähle wurde eine Höchstlast von 50 t, für die Zugpfähle eine solche von 15 t zugelassen; doch wäre für letztere 20 t unbedenklich gewesen. Anerkennenswerterweise wurden mit den Zugpfählen Zugversuche gemacht. An Hand weiterer Lichtbilder wurde dann die Baustelleneinrichtung, die Aufstellung des Lehrgerüstes, der Betonierungsvorgang, der Aufbau der Gewölbe, die Einzelheiten der Entwässerung, der Bogen- und Gelenkbewehrung und die Sichtflächenbearbeitung gezeigt. Besondere Erwähnung verdient die erstmalige Verwendung ortsfester Förderbänder neben fahrbaren, die sowohl bei der Förderung der Aushubmassen aus der Baugrube, als auch bei der Förderung des Kiessandes von den Silos zur Mischanlage und des Betons von da zur Einbaustelle Verwendung fanden. Der zur Herstellung des Betons verwendete Rheinkies und -Sand (25 000 m³) wurde mit Schiff an die Baustelle geliefert und mittels Greifer in die Silos entladen. Ein etwa 8 Tage vor der Ausrüstung eintretendes Hochwasser verursachte einige Schäden am Lehrgerüstunterbau. Die von Prof. Dr. Bonatz stammende Architektur fügt sich vortrefflich in die Landschaft ein, wenn auch die mit 2 m hier etwas weit getriebene Auskragung der Gehwege infolge der hierdurch verursachten starken Schattenwirkung die Scheitelstärke im Fernbild etwas gering erscheinen läßt und sicherlich nicht allgemein befriedigen dürfte.



2. Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, sprach sodann über

„Bau und Berechnung von Eisenbetonschornsteinen".[1])

3. Prof. Dr. Graf, Stuttgart, teilte an Hand zahlreicher Lichtbilder wichtige Versuchergebnisse mit über

„Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen, Abnutzungswiderstand, Wasserdurchlässigkeit und Widerstand gegen chemischen Angriff von Zementmörtel und Beton, namentlich bei verschiedener Kornzusammensetzung der Mörtel".[2]) (Fortsetzung folgt.)

Reparationsbauten in Frankreich. Am 2. April d. J. hat das Transferkomitee, das die Überwachung der Vorschriften über die Ausführung von Sachleistungen aus dem Dawes-Plan regelt, nachdem die Reparationskommission am 22. März die Genehmigung des Bauvertrages zwischen der Société Hydro-Électrique du Verdon und einer Arbeitsgemeinschaft deutscher Baufirmen zum Ausbau der Wasserkräfte am Verdon, im Département des Basses-Alpes erteilte, auch seine Zustimmung hierzu gegeben.

Der Vertrag schließt ein die Ausführung und Inbetriebsetzung von drei Talsperren mit Kraftwerken, außerdem rd. 13 km Straßenbauten sowie die dazugehörigen Brückenbauten.

Die einzelnen Bauwerke werden bei Castillon, Chaudanne und Castellane errichtet. Die erste Mauer wird 106 m über Fundamentsohle hoch und sperrt ein Becken von rd. 148 Mill. m³ Wasser, das gleichzeitig hierzu zu erbauende Kraftwerk besteht aus drei Turbinen, die eine Gesamtleistung von rd. 35 000 PS entwickeln. Die zweite Mauer von 76 m faßt 48 Mill. m³ Wasser, das nutzbare ausgebaute Gefälle entwickelt mittels zwei Turbinen rd. 23 000 PS, und die dritte Staustufe von 14 m über Fundamentsohle staut das Wasser für die Speisung einer Turbine von rd. 11 000 PS.

Das Gesamtobjekt in vorläufiger Höhe von rd. 17 Mill. R.-M., wovon rd. 11,8 Mill. über Reparationskonto gebucht werden, während der übrige Anteil durch die Bauherren aufgebracht wird, wird sich bis auf etwa 20 Mill. R.-M. erhöhen durch eine Reihe erforderlicher Nebenarbeiten wie Ausbau der Fernleitung usw.

Es handelt sich bei diesem Auftrag um den ersten großen Bauauftrag in Frankreich, der über Reparationskonto verrechnet wird und gleichzeitig rd. 1000 deutschen Arbeitern Beschäftigungsgelegenheit verschafft. Die vorgesehene Bauzeit beträgt für diese drei Lose 28 bezw. 32 Monate.

Die Deutsche Verdon-Baugesellschaft, die zur Ausführung dieser Arbeit gegründet worden ist, schließt in einer Arbeitsgemeinschaft unter Führung der Firma Peter Fix Söhne G. m. b. H. in Duisburg, die in den Industriekreisen als Großbaufirma bekannt ist, noch die Becker-Fiebig-Bauunion A.-G. in Berlin, auch eine unserer namhaftesten deutschen Bauunternehmungen, sowie die Firmen D. Liesenhoff G. m. b. H. in Dortmund, Rausch & Balensiefen G. m. b. H. in Köln und H. Klömpges in Krefeld ein.

Mit der Ausführung der Vorarbeiten soll zurzeit schon begonnen sein, und man hofft, diese Baustellen bald einrichten zu können. Der Plan geht nunmehr nach jahrelangen Verhandlungen seiner Verwirklichung entgegen und wird ohne Zweifel der deutschen Wirtschaft neue Möglichkeiten für produktive Arbeiten geben. J. A. S.

Die 67. Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure findet statt vom 9. bis 11. Juni 1928 in Essen. Für Bauingenieure von Interesse sind die beiden folgenden Fachsitzungen:

Sonnabend, den 9. Juni, vorm. 9 Uhr, Kl. Saal im Börsengebäude: Vorträge von Oberregierungs- u. Baurat H. Bock über „Die Wasserwirtschaft im rheinisch-westfälischen Industriegebiet", und von Baudirektor v. Stegmann über „Ingenieurbauten im Bergbau über und unter Tage";

Sonntag, den 10. Juni, vorm. 9 Uhr, Vortragssaal Kaupenhöhe: Vorträge (Anstrichtechnik) von Oberbaurat Luther über „Technische Vorbereitung für Anstriche", Oberbaurat König über „Beobachtungen über die Beanspruchung von Schutzanstrichen an Fahrzeugen", und Dr. Droste über „Seifenbildung in Anstrichen, ihr Nachweis und ihre Bedeutung für die Haltbarkeit der Anstriche".

[1]) Vergl. „Beton u. Eisen" 1928, Heft 2, S. 38 sowie die in Kürze daselbst erscheinende ausführliche Abhandlung.

[2]) Vergl. die demnächst in „Beton u. Eisen" erscheinende ausführliche Abhandlung.

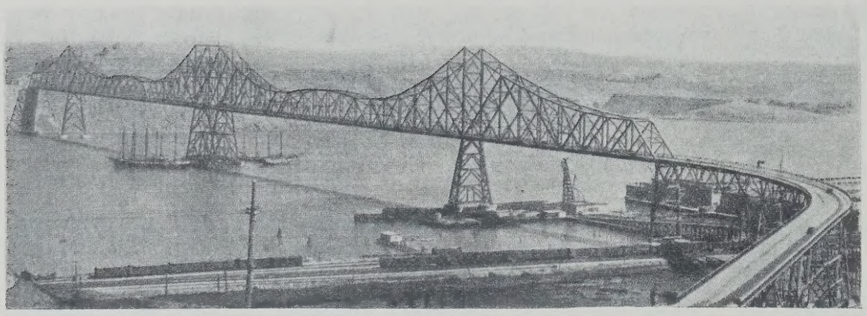


Abb. 1.

Schutz des Hauptstrompfeilers der Carquinez-Brücke. Die für den Straßenverkehr bestimmte Zoll-, d. h. von Brückengeldeinnahmen gebaute und unterhaltene Brücke über die Meerenge von Carquinez hat zwei Stromöffnungen von je 314 m l. W., die einen starken Schiffahrtverkehr aufweisen. Der diese beiden Stromöffnungen tragende Mittelpfeiler ist der Gefahr, daß durch Nebel, Wind und Strömung Schiffe gegen ihn abgetrieben werden, naturgemäß recht stark ausgesetzt, war also gegen Zusammenstöße besonders gut zu sichern.

Die Ausführung der zu diesem Zweck errichteten Fenderanlage gestaltete sich überaus schwierig wegen der großen Wassertiefe von etwa 26 m und sei im folgenden nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 17. November 1927 kurz beschrieben. Das Fundament der eisernen Fachwerkpfeiler besteht nach Abb. 3 aus vier Betonzylindern von 12,19 m Durchmesser und 41,10 m Höhe, die Gesamthöhe von Gründung und Fachwerkpfeiler beträgt 134,20 m. Es war unter diesen Umständen nicht ganz einfach, technische Notwendigkeiten mit den Forderungen des Verkehrs zu vereinigen, und nach Fertigstellung und Inbetriebnahme der Brücke begnügte man sich zunächst mit einem vorläufigen Schutz in Gestalt von vier Schiffen (Abb. 1), die an den vier Ecken des Pfeilers verankert wurden. Eine weitere Versteifung bildeten die schweren stählernen Kastenträger, die die vier Betonzylinder der Gründung miteinander verbinden und als Unterbau für die unteren Rahmen des Pfeilerfachwerks dienen. Ein weiterer Schutz wurde durch starke Balkenlagen an der Nord- und Südseite des Pfeilerfundaments gebildet.

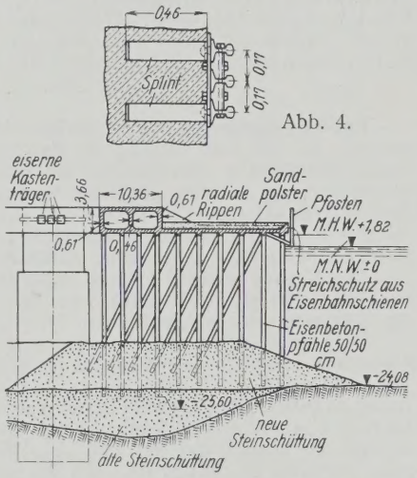


Abb. 4.

Abb. 2.

Nach Abb. 2 wird die endgültige Schutzanlage zunächst aus einer rund um das Fundament geschütteten Steinschüttung bestehen, in die Eisenbetonpfähle von 50 × 50 cm Querschnitt teils senkrecht, teils schräg gerammt werden, die ihrerseits eine Eisenbetonplattform — den eigentlichen Fender — tragen. Diese Eisenbetonplatte ist sehr schwer, mit Trägern und Rippen nach Abb. 2 u. 3 konzentrisch und radial stark versteift und hat im Grundriß ungefähr die Form einer Ellipse. Die etwas zugespitzten Enden dieser Ellipse liegen in der Stromrichtung vor den Breitseiten der Pfeiler, um durch ihre Form anfahrende Schiffe möglichst abzulenken, was durch die in Abb. 4 dargestellten starken Streichleisten aus alten Eisenbahnschienen noch unterstützt wird.

Der Fender bildet mit den in sich verankerten vier Fundamentzylindern ein fest verbundenes, einheitliches Ganzes, das der Gewalt eines rammenden Schiffes eine sehr erhebliche Masse entgegenstellt und — falls die vorher erwähnte Form der Eisenbetonplatte zu einer Ablenkung des Stoßes nicht ausreicht — das Schiff jedenfalls von dem Pfeiler abzuhalten vermag. Ki.

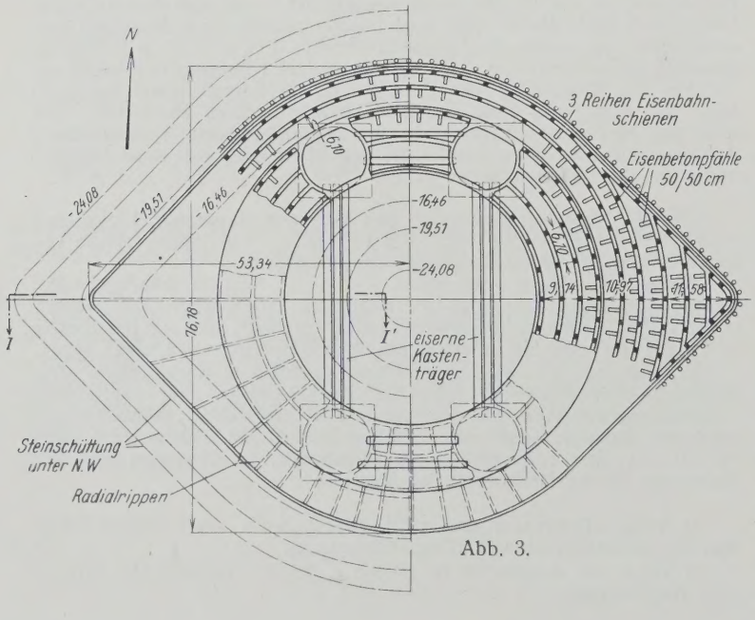


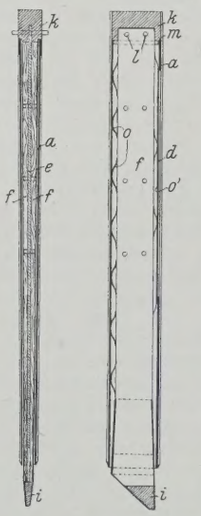
Abb. 3.

Eine schwimmende Bandförderanlage für Baggergut. Zur Beschleunigung von Baggerarbeiten auf der Donau in der Nähe von Donauwörth wurde nach einem Berichte der VDI-Nachrichten vom 21. März 1928 eine Förderanlage geschaffen, bei der das Fördergut, das aus gröberem und feinerem Geröll besteht und zuweilen mit Bruchsteinen und Lehmbrocken durchsetzt ist, durch einen Bagger aus dem Flußbett herausgehoben und über das am Heck des Baggers aufgehängte Förderband von 10 m Länge auf ein quer zur Flußrichtung angeordnetes Förderband gebracht wird. Das am Bagger aufgehängte Förderband kann in der Höhe verstellt und um 180° geschwenkt werden. Das Querförderband ist 60 m lang und auf einer hölzernen Brückenkonstruktion gelagert, die auf drei einfachen und einem Doppelponton ruht. Auf zwei an beiden Seiten des Förderbandes verlegten Schienen kann ein Aufgabetrichter über die ganze Brücke verfahren werden, durch den das Querförderband beim Fortschreiten des Baggers im Flußbett an jeder beliebigen Stelle einwandfrei beladen werden kann. Das uferseitige Ende des Querförderbandes liegt auf einem Ausleger, der an einem kippbaren Stützmast aufgehängt ist. Durch Spannvorrichtungen kann der Ausleger mit dem Förderband und dem an seinem vorderen Ende befindlichen Abgabebunker in der Höhe verstellt werden, was für die Verladung des Fördergutes in Muldenkipper auf dem Ufer erforderlich ist.

Die Anlage kann 100 m³ Baggergut in 1 Std. fördern. Die Bänder sind 800 mm breit. Das am Bagger befindliche Förderband wird durch einen 6-PS-Motor, das Querförderband durch einen 15-PS-Motor angetrieben. Die Anlage ist von den Wolf Netter & Jacobi-Werken, Berlin, eingerichtet worden und hat sich bei den äußerst rauhen Betriebsverhältnissen gut bewährt. Zur Bedienung der Anlage ist nur ein Mann nötig. Die Förderbänder laufen oben auf muldenförmig angeordneten Tragrollensätzen, die seitlich zum Schutze der Lagerflächen der Rollen gegen eindringendes Fördergut oder Schmutz mit Kappen verschlossen sind. Die Rollen werden durch nachstellbare eiserne Abstreicher sauber gehalten. Die Bänder haben Einlagen aus besonders schwerem Riementuch und starke Para-Gummiauflagen auf der Lauf- und Tragseite. Sie haben sich gegen Witterungseinflüsse und gegen Beanspruchung durch scharfes, schweres Fördergut als recht widerstandsfähig erwiesen. Die Bänder werden durch eine nachstellbare, umlaufende Bürstvorrichtung, die von der Abwurftrommel betätigt wird, gereinigt.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Vortreiber und Vorrichtung zum Herstellen von Betonwänden im Erdreich. (Kl. 84 c, Nr. 439 201 vom 11. 10. 1924 von Roger Daubin und Georges Boutet in Argenteuil, Frankreich.) — Um zu vermeiden, daß bei dem Einfüllen des Betons der Kasten durch den Druck des Erdreichs gegen die Kastenwände gedrückt und das Eindringen von Beton verhindert wird, wird im Vortreibkasten *a* eine Öffnung *d* vorgesehen, die durch eine von Blattfedern *o* gehaltene Feder *o'* abschließbar ist. Im Vortreibkasten *a* liegt der Kern, der aus einer mit Hartholz *f* bekleideten Metallplatte *e* besteht, die an einem mit dem Kern lösbar verbundenen Kopf *k* befestigt ist. Der Kern ist durch die Blattfedern *o* an den Innenwänden des Kastens geführt. Ist der Kasten *a* vollkommen eingeführt, so werden Kopf, Kern und Vortreibspitze *i* hochgezogen und in die Öffnung *d* mittels eines Trichters Beton in den Kasten eingefüllt und durch ein Gewicht festgestampft.

INHALT: Neuere Ausführungen von Holzrohrleitungen. — Druckverteilung im Baugrunde. — Abstützungen von Druckstäben. — Vermischtes: 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. — Reparationsbauten in Frankreich. — 67. Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure. — Schutz des Hauptstrompfeilers der Carquinez-Brücke. — Schwimmende Bandförderanlage für Baggergut. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 27. April 1928 — Heft 18

Alle Rechte vorbehalten.

Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen.[1]

Von Dr.-Ing. **Kommerell,** Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt.

Die neuen Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes sind durch Verfügung der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 82 Nan 2 vom 7. März 1928 unter Aufhebung aller früher ergangenen Verfügungen eingeführt worden. Danach hat auch die Bau- und Betriebsordnung (BO) vom 1. Mai 1905 bezüglich der Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes ihre Gültigkeit verloren. Es war dies nur möglich, weil die neuen Vorschriften über die BO hinausgehen und größere Lichträume schaffen, als in der BO vom 1. Mai 1905 verlangt werden. Bei der geplanten Umarbeitung der BO soll übrigens auf diese Vergrößerungen Rücksicht genommen werden; es wird jedoch nicht möglich sein, in der neuen BO die Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes in derselben Ausführlichkeit zu behandeln, so daß künftig die Vorschriften der BO bezüglich des lichten Raumes nur als Rahmengesetz und die Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes als Ausführungsbestimmungen dazu zu betrachten sein werden. Abgesehen von einigen wenigen, allerdings wichtigen Abweichungen lehnen sich die neuen Vorschriften eng an den Nachtrag V der Technischen Vereinbarungen des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen (im folgenden kurz „Verein" genannt) an. Dieser Nachtrag V wurde vom Ausschuß für technische Angelegenheiten in Lübeck am 5./7. September 1923 beschlossen und in der Niederschrift Nr. 101 des Vereins — kurz „Lübecker Niederschrift" genannt — niedergelegt. Für Neuanlagen waren übrigens die in diesem Nachtrag V enthaltenen Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch Verfügung der Hauptverwaltung 84 D 10469 vom 17. März 1926 bereits vorgeschrieben. Die neuen Vorschriften bestimmen auch, welcher „Raum für die Stromzuführung" auf Strecken mit elektrischem Betrieb frei gehalten werden muß; ferner berücksichtigen sie die in letzter Zeit im Verein gelegentlich der Neubearbeitung der Technischen Vereinbarungen gefaßten Beschlüsse der maßgebenden Unterausschüsse. Die neuen Vorschriften sind zunächst als „vorläufige" bezeichnet worden, erstens weil diese Beschlüsse erst nach Annahme der endgültigen „Technischen Vereinbarungen" bindend sein werden, zweitens weil die neuen Vorschriften in einzelnen Punkten — der Vereinfachung wegen — noch über diese Beschlüsse hinausgehen, und drittens weil auf Grund der Beantwortung eines Fragebogens, der sich auf alle vorhandenen Gleise erstrecken muß, erst übersehen werden kann, ob die neuen Vorschriften auch bei bestehenden Anlagen ohne allzu hohe Kosten für die Änderungen durchgeführt werden können.

Der wesentliche Unterschied der neuen Vorschriften (im folgenden kurz „vorläufige Vorschriften" genannt) gegenüber den seitherigen (der BO vom 1. Mai 1905) besteht darin, daß man früher sowohl für die Gerade als auch für Bogen beliebigen Halbmessers bis herab auf 180 m nur eine Umgrenzungslinie des lichten Raumes hatte, während der sogenannte Regellichtraum (s. Blatt 2 der vorläufigen Vorschriften) für Bogen von 250 m Halbmesser berechnet ist. Dieser Regellichtraum soll zwar, wenn möglich, für größere Halbmesser und für Gerade angewendet werden, die Breitenmaße des Regellichtraums können indessen bei solchen Gleisen, wenn notwendig, verringert, die Breitenmaße müssen aber bei Bogen mit Halbmessern unter 250 m vergrößert werden. (Siehe Zusammenstellung 1 und 2 auf Blatt 2 der vorläufigen Vorschriften.) Die Breitenmaße des Regellichtraums sind fast durchweg größer als die früheren Breitenmaße der Umgrenzung des lichten Raumes nach der BO vom 1. Mai 1905. Dementsprechend verlangen die neuen Vorschriften gegen früher auch größere Gleisabstände bei Halbmessern unter 350 m. Auch die Lage der Merkzeichen wird durch die neuen Vorschriften beeinflußt. Die „vorläufigen Vorschriften" geben auch Aufschluß über die bei Brücken, Hallen und Tunneln bestehenden Sondervorschriften. Die Anlage 1 zu den „Grundsätzen für die Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken" ist zu streichen.

Warum sind nun die neuen Vorschriften notwendig geworden? Wie schon gesagt, hatte man früher nur eine „Umgrenzung des lichten Raumes" für Gleise bis herab auf 180 m Halbmesser. Dementsprechend wurden, wo notwendig, die Breitenmaße der Fahrzeuge derart eingeschränkt, daß Gleise mit Halbmessern bis 180 m anstandslos durchfahren werden konnten. Bei den Verhandlungen der internationalen Kommission für die Aufstellung einer allgemeinen Begrenzungslinie für Güterwagen . . . („Technische Einheit") in Bern 1911/12 wurde aber beschlossen, daß künftig die Einschränkungen der Breitenmaße der Güterwagen für Halbmesser von **250 m** berechnet werden sollen. Man ging dabei von der richtigen Erwägung aus, daß auf der freien Strecke Halbmesser unter 250 m kaum vorkommen und daß man, um die Wagen möglichst breit bauen zu können, den Regellichtraum diesen Verhältnissen anpassen sollte. Kommen dann ausnahmsweise, wie auf Bahnhöfen, kleinere Halbmesser vor, so rückt man eben die Gegenstände entsprechend weiter von den Gleisen ab. Diesen veränderten Verhältnissen mußte natürlich beim Verein Rechnung getragen werden. Schon im Jahre 1913 hat die ehemalige Generaldirektion der Reichseisenbahnen in Elsaß-Lothringen beim Verein den Antrag auf Einarbeitung der Berner Beschlüsse vom 14. Dezember 1912 in die „Technischen Vereinbarungen" gestellt. Der Technische Ausschuß des Vereins hat die Arbeiten auch alsbald in Angriff genommen, sie wurden indessen durch die Ereignisse des Krieges und der Nachkriegszeit derart verzögert, daß sie erst in der oben erwähnten Lübecker Sitzung am 5./7. September 1923 zum Abschluß gebracht werden konnten.

Nach einem Beschluß des Internationalen Eisenbahnverbandes soll für Wagen, die ohne weiteres im internationalen Verkehr laufen können, vom 1. Januar 1931 ab das Profil der technischen Einheit (Transitprofil) von 3,10 m auf 3,15 m verbreitert werden. Die bei der Deutschen Reichsbahn vorhandenen Wagen sind ebenfalls für eine Breite von 3,15 m gebaut, jedoch sind — wie oben ausgeführt — die für Bogen notwendigen Einschränkungen für einen Bogenhalbmesser von 180 m bemessen. Die deutschen Wagen sind annähernd so breit wie Wagen, die für das seitherige Transitprofil (bei einer Breite von 3,10 m) für Halbmesser von 250 m nach den Berner Beschlüssen eingeschränkt werden. Werden aber vom 1. Januar 1931 ab Wagen für das auf 3,15 m verbreiterte Transitprofil mit Einschränkungen für 250 m Halbmesser gebaut, so besteht die Gefahr, daß solche Wagen auf deutschen Strecken in Krümmungen mit einem Halbmesser von weniger als 250 m durch zu nahestehende feste Gegenstände oder durch zu geringen Gleisabstand im Verkehr behindert sind. Solche Hindernisse müssen festgestellt und sollen möglichst bis zum 1. Januar 1931 beseitigt werden. Zu diesem Zweck ist der oben erwähnte Fragebogen ausgearbeitet worden. Er muß für alle Gleise, auch Anschlußgleise, Privat-, Neben- und Kleinbahnen, auf die normalspurige Wagen der Deutschen Reichsbahn oder des internationalen Verkehrs übergehen sollen, aufs sorgfältigste beantwortet werden, damit später Unfälle vermieden werden. Strecken, bei denen der lichte Raum kleiner ist, als nach den „vorläufigen Vorschriften" erforderlich ist, müssen später im Achsdruckverzeichnis angegeben werden.

Die neuen Vorschriften sind für jeden Eisenbahntechniker so wichtig, daß er sich unbedingt eingehend damit vertraut machen sollte.

(Fortsetzung folgt.)

[1]) Die Vorschriften sind vom Reichsbahn-Zentralamt zum Preise von 2 R.-M. zu beziehen.

Eine bemerkenswerte Erfahrung bei der Erprobung einer russischen Eisenbahnbrücke.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **H. Saller,** Direktor bei der Reichsbahn.

Herr Geheimrat Schaper hat von einer Reise nach Rußland ein loses Heft: „Die Formänderung der Hauptträgerstreben der Mosyrbrücke bei der Probebelastung am 13. Februar 1925" von Ingenieur A. D. Goloff mitgebracht und mich mit einer Berichterstattung hierüber in diesen Blättern beauftragt.

Es handelt sich um einen für die russische Brückenbautechnik insbesondere, aber auch allgemein bemerkenswerten Vorfall, bei dem anläßlich der Probebelastung einer Eisenbahnbrücke, der Mosyrbrücke über den Pripjet, am 13. Februar 1925 eine außerordentliche Verformung vor allem an zwei gegenüberliegenden Streben des Fachwerkes der ersten Öffnung eingetreten ist. — Die Einleitung des Heftes hebt, offenbar mit Recht, hervor, daß dieser glücklich abgelaufene Vorfall, der zu allerlei übertreibenden und entstellenden Falschmeldungen, auch in der Auslandpresse (auch in der deutschen) Anlaß gab, für die Brückentheorie von außerordentlicher Bedeutung gewesen sei. Die Theorie müsse immer der Praxis folgen. Rückständigkeit werde hier durch Katastrophen gestraft. Ein einziger solcher Vorfall wie der vorliegende könne die Theorie mehr fördern als die Gelehrtenarbeit vieler Jahre.

Abb. 1. Gesamtansicht der Mosyrbrücke.

Der Vorfall hat zu einer außerordentlich genauen, allseitigen Untersuchung, auch zu Laboratoriums-Modellversuchen, Anlaß gegeben. Die Ergebnisse dieser Untersuchung sind in dem vorliegenden 60 Seiten starken, mit 10 Lichtbildern, 4 Abbildungen und einer Tafel schön ausgestatteten Heft niedergelegt. Die Untersuchung hat zu abschließenden, für die Brückentheorie wertvollen und verwertbaren Ergebnissen geführt und verdient daher auch bei uns Aufmerksamkeit. Die Brücke (Abb. 1) ist 300 Saschen[1]) lang, die sich auf 6 Öffnungen zu je 50 Saschen verteilen. Außerdem sind noch zwei Flutöffnungen von je 12 Saschen, je eine auf jeder Flußseite, vorhanden. Die Brücke wurde 1915 gebaut und 1920 beim Abzug der Polen teilweise zerstört. Im Jahre 1922 wurde eine Wiederherstellungsabteilung des Volkskommissariats für Verkehrswesen mit der Instandsetzung der Brücke beauftragt. Hierbei wurden anderwärts gewonnene Überbauten verwendet. In dieser Hinsicht ist hier nur bemerkenswert, daß der erste Überbau der Mosyrbrücke, an der sich der Vorfall abspielte, von der Gurjewker Brücke über den südlichen Bug bei Nikolajew stammte. Diese Brücke hatte schon am früheren Standort ihre Schicksale gehabt. Sie war zur Kriegszeit 1916/17 gebaut, auf Brunnen und Senkkasten sehr schlecht gegründet, so daß gleich nach dem Bau Setzungen bis zu 1 m und darüber auftraten. Der Bau mußte sehr schnell gehen. Die ausführende Firma „Naval“ arbeitete hier erstmals auf dem Gebiete des Brückenbaus, und außerdem fehlte es in der damaligen Kriegszeit an geeignetem Eisen. So wurde Eisen von 33,3 kg/mm² Festigkeit und 34% Dehnung verwendet. Bei der Ausführung wurde eine Reihe von Stößen zugelassen, die im Entwurf nicht vorgesehen waren. Unter anderem schlichen sich solche auch in die Streben ein, die den Gegenstand des Vorfalls bildeten. Die unzweckmäßige Anordnung dieser Stöße führte zu Verschiebungen der Schwerpunkte der beiden Wände dieser Streben. Die Streben bestehen aus zwei Wänden, die durch Vergitterung im Dreieckverband unter Zuhilfenahme von Bindeblechen und ferner durch schräge Querschotten miteinander verbunden sind. Während des russischen Bürgerkrieges war die Brücke und insbesondere der betreffende Überbau einmal durch Verbrennung von hölzernen Gerüsten und Abdeckungen teilweise starkem Feuer ausgesetzt, das noch durch einen in Längsrichtung der Brücke wehenden, heftigen Wind angefacht wurde. Dabei wurde u. a. auch das untere Drittel der inneren Wand der einen Strebe, die dann später an der Mosyrbrücke, auf der flußabwärts gerichteten Seite liegend, zu dem zu schildernden Vorfall Anstoß gab, den Flammen ausgesetzt. Da die erwähnten Setzungen der Gründungen immer mehr zunahmen, wurde 1920 der Abbruch der Brücke und die anderweitige Verwendung der Überbauten beschlossen. So wanderten auch zwei Überbauten zur Mosyrbrücke, wo sie wieder zusammengebaut und der Länge nach eingeschoben wurden. Von dieser Einschiebung her standen unter dem hier in Frage kommenden ersten Überbau zur Zeit des Vorfalls noch zwei Holzböcke. Dadurch dürfte wohl, wie im folgenden zu erkennen sein wird, ein größeres Unglück verhütet worden sein.

[1]) 1 Saschen = 2,13357 m.

Die sechs Überbauten der Mosyrbrücke und damit auch der fragliche, der uns im Nachstehenden beschäftigen wird, haben halbparabelförmigen Obergurt, Strebenfachwerk mit vergitterten Füllgliedern und untenliegende Fahrbahn (Abb. 2). Die Träger sind berechnet für einen Regellastenzug vom Jahre 1907 bei einer zugelassenen Spannung nach der Formel $R = 800 + 2\,l$. Die Hauptausmaße der Träger sind: rechnerische Stützweite $l = 109{,}2$ m; Systemhöhe an Auflager $h_0 = 8$ m; Systemhöhe in Brückenmitte $h = 17$ m; Feldweite $d = 7{,}8$ m; Zahl der Felder $n = 14$; Abstand der Hauptträgerwände $B = 6{,}0$ m; Verhältnis $\frac{h}{l} = \frac{1}{6{,}42}$, $\frac{B}{l} = \frac{1}{18{,}2}$. Die Gurte haben kastenförmigen, die Streben und Füllglieder vergitterten Querschnitt.

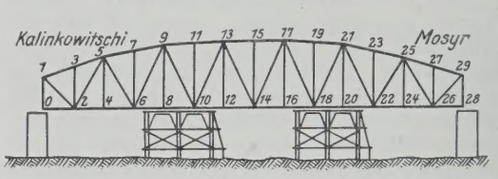


Abb. 2. Ansicht.

Die verformten Streben bestehen aus zwei Wänden, die 460 mm Abstand haben, die Wände jede aus zwei Blechen 530 · 13 mm und zwei Winkeleisen 100 · 150 · 11 mm (Abb. 3), Die Wände sind verbunden durch eine Vergitterung im Dreiecksverband aus Winkeleisen 30 · 60 · 6 und durch zwei schräge Schotten aus 6 mm dicken Blechen. Die inneren Bleche jeder Wand sind auf ihre Länge einmal, die äußeren zweimal gestoßen. Die Stöße sind auf der Außenseite mit schmalen Laschen 225 · 13 mm gedeckt, auf der Innenseite mit breiten Laschen 530 · 13 mm und zwei Winkeleisen 100 · 150 · 11 mm. Die Stöße und die Anschlüsse der Streben sind derart durchgebildet, daß eine Verschiebung des Schwerpunktes des Querschnitts jeder einzelnen Wand eintritt. Infolgedessen treten Zusatzspannungen sowohl in den einzelnen Wänden der Streben als auch in den verbindenden Vergitterungen auf.

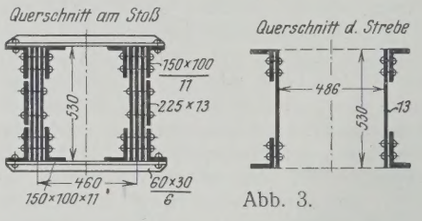


Abb. 3.

Die der Probebelastung der Mosyrbrücke vorangehende Besichtigung hatte ein günstiges Ergebnis. Die Probebelastung fand am 13. Februar 1925 statt unter Verwendung eines Zuges bestehend aus zwei geheizten Lokomotiven Schornstein gegen Schornstein, daran anschließend zu beiden Seiten zwei kalte Lokomotiven, je eine kalte Lokomotive mit den Schornsteinen gegen die Tender, und schließlich zu beiden Seiten je zwei Güterwagen. Der zweite Überbau war ohne Beanstandung untersucht; bei der Überführung des Zuges in den ersten Überbau trat bei seiner Annäherung an die für die Durchbiegung in Trägermitte ungünstige Laststellung eine Verformung der (von der Mosyrseite) ersten, gedrückten Strebe beider Träger, der Strebe 25—26 (Abb. 2), ein. Die Träger senkten sich und legten sich auf die behelfsmäßigen Böcke, die noch von der Längseinschiebung der Brücke her standen. Die Verformung geschah plötzlich. Die Durchbiegungsmesser in Trägermitte zeigten gleichmäßige Zunahme der Durchbiegung bis zu 40 mm, dann wurden sie heruntergeschlagen. Das Krachen der während der Verformung abgescherten Niete war deutlich zu hören. Der Überbau setzte sich mit einem fühlbaren Stoß auf die behelfsmäßigen Böcke auf. Der Zug wurde sofort gestellt, die Lokomotive losgekuppelt und entfernt. Die beiden letzten Wagen, an deren einem die verformte Strebe des flußaufwärts gelegenen Trägers anlag, blieben auf der Brücke stehen, um ein vollständiges, unberührtes Bild der Verformung zu haben (Abb. 4 u. 5).

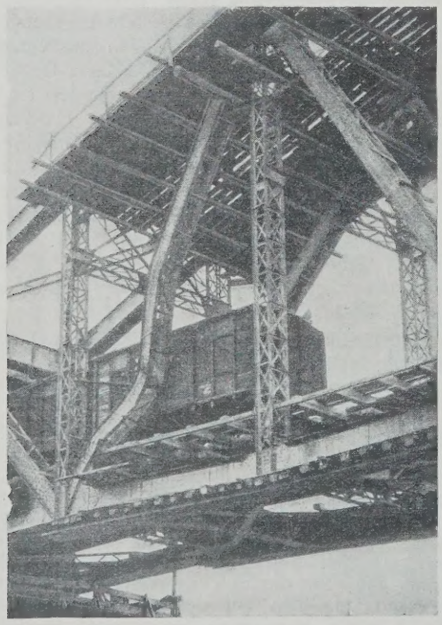


Abb. 4. Formänderung der Strebe des flußabwärts gelegenen Trägers.

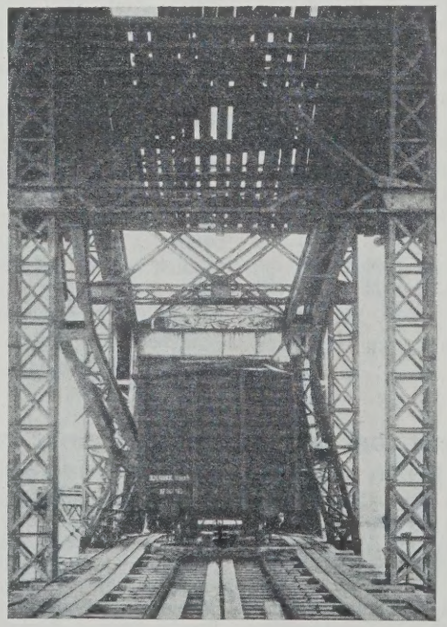


Abb. 5. Formänderung der Streben. Ansicht längs der Brücke.

Die genaue Untersuchung wurde noch am gleichen Tage eingeleitet. Später nahmen an ihr auch drei Professoren von Kiew und höhere technische Beamte teil. Die sehr eingehenden Untersuchungen erstreckten sich auf Lichtbildaufnahmen, Messungen und entsprechende Berechnungen, Querbiegungs- und Knickungsversuche an zusammengesetzten Stäben, Untersuchungen des Eisens sowohl soweit es unter dem Feuer gelitten, als auch soweit es davon unberührt geblieben war. Der Fall konnte dadurch völlig geklärt werden.

Von der eingehenden Schilderung der Schäden, die an der Brücke festgestellt wurden, werden wir hier nur das Wesentliche anführen. Vor

allem ist hier die starke Verformung der (von Seite Mosyr) ersten gedrückten Streben D_{25-26} beider Träger hervorzuheben. Beide hatten sich nach dem Inneren der Brücke zu verbogen. Die Strebe des flußaufwärts gelegenen Trägers bog sich dabei auf ihrer ganzen Länge, die des flußabwärts gelegenen Trägers nur in ihrem unteren Teil, während der obere gerade blieb. Die größte Ausbiegung des ersteren Trägers betrug 1460 mm, die des anderen 905 mm. Die Ausbiegungen sind auf Abb. 6 dargestellt. Die Ausbiegungen beider Streben fanden nur aus der Ebene der Träger statt, in der Ebene der Träger selbst waren keine Ausbiegungen zu beobachten. Die flußaufwärts gelegene Strebe drückte, wie schon erwähnt, etwas auf einen Güterwagen des Probezuges. In den Knotenpunkten 25 und 26 waren weder Verformungen noch auch abgescherte Niete zu bemerken. Der gegenseitige Abstand der beiden Wände der Streben blieb nach der Verformung der Streben nahezu ungeändert, obwohl die die Wände verbindende Vergitterung stark beschädigt wurde. Viele Glieder dieser Vergitterung waren verbogen, viele Verbindungen ausgerissen und Niete abgeschert.

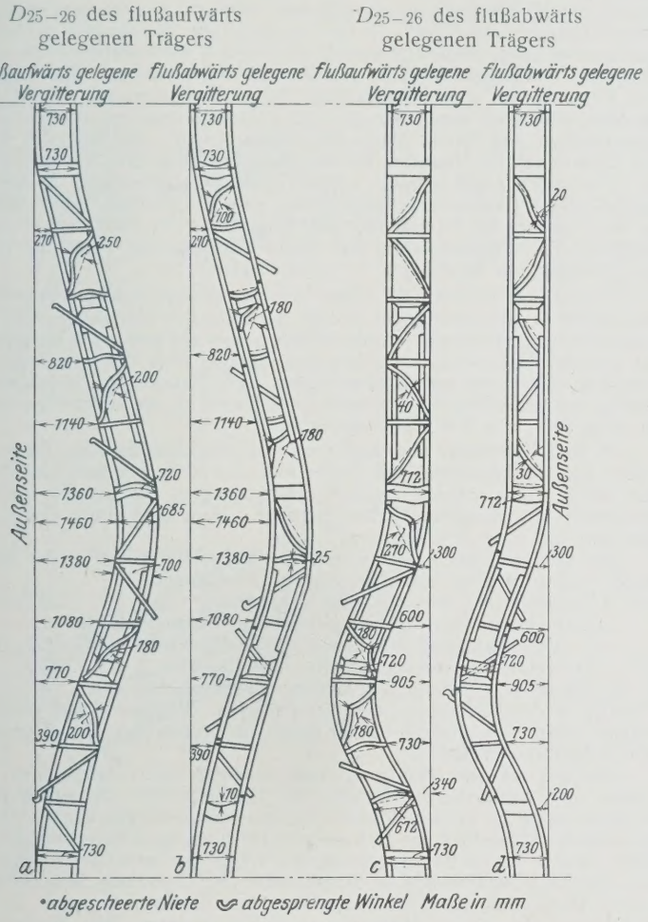


Abb. 6. Übersicht der Formänderungen der Streben.

Die ganze Verformung ist für Knickung bezeichnend. Die Art der Verformung ist aber, wie schon gesagt, bei jeder Strebe etwas verschieden. Während sich die flußaufwärts gelegene Strebe auf ganze Länge ausbog und damit eine allgemeine Schwäche des Stabes zu erkennen gab, bog sich die flußabwärts gelegene Strebe infolge mehr örtlicher Schwäche nur in ihrem unteren Teile aus.

Außer den beiden Streben D_{25-26} waren noch die Streben D_{6-9} und D_{13-14} des flußabwärts gelegenen Trägers und die Pfosten V_{26-27} beider Träger verformt (siehe Abb. 2). Auch diese Streben waren nach dem Innern der Brücke zu verbogen. Die Verformung der Strebe D_{6-9} war augenscheinlich auf den starken Stoß zurückzuführen, den sie beim Aufsitzen des Trägers auf die behelfsmäßigen Böcke erfuhr. Die Ausbiegung erreichte hier 148 mm und verteilte sich auf die ganze Länge. Die Strebe D_{13-14} bog sich nur in ihrem Oberteil, und zwar bis zu 28 mm. Die Verbiegung des Pfostens V_{23-27} war unbedeutend. Durch die Ausbiegung der Streben D_{25-26} wurde die Überhöhungskurve der Träger geändert, und es wurden die anschließenden Gurte verformt (Abb. 7). In den Knoten 24 und 26 waren scharfe Knicke zu bemerken, in 24 nach unten, in 26 nach oben.

Infolge Spiegelgleichheit der Ausbiegung von D_{25-26} traten die Träger nicht aus ihrer lotrechten Lage. Die abgesenkte Brücke ruhte in neun Punkten auf den behelfsmäßigen Böcken. Die Auflagerfläche betrug insgesamt nicht mehr als 0,12 m². Man kann bei einem Widerstande des Föhrenholzes von etwa 80 kg/cm² annehmen, daß 8% der ganzen Last von den Böcken aufgenommen wurden.

Die Untersuchung der Ursachen der Verformung ließ zunächst keine besonderen Mängel erkennen. Da sich die verformten Streben von den ihnen spiegelgleichen, innerhalb der gleichen Träger an deren anderen Enden gelegenen und gleichbelasteten Streben nur dadurch unterschieden, daß sie unter dem Einflusse des Brandes gestanden hatten, so wurde zuerst diesem Brande die Schuld zugeschrieben. Aber im weiteren Verlaufe der Untersuchung ergaben sich auch andere Ursachen.

Es ließ sich hierfür folgende Gruppenteilung aufstellen:

a) Konstruktive Schwäche der verbindenden Vergitterung.
b) Wirkung des Brandes.
c) Mängel in der Beschaffenheit des Baustoffes.
d) Einfluß der Behandlung der Träger bei ihrem Ausbau, Auseinandernehmen, Überführen, Zusammenbau und Einschieben, und auch einer gewissen Unfertigkeit der Arbeiten.

a) Die starken Wände der verformten Streben der Mosyrbrücke waren untereinander durch einen Dreiecksverband aus Winkeleisen 30 · 60 · 6 und zwei schräge Schotten aus 6 mm Blech verbunden. Diese Verbindung war, insbesondere wenn man sie mit den Querschnittsflächen der ganzen Strebe vergleicht, augenscheinlich sehr schwach. Wenn man diesen Vergleich in einem Zahlenwert ausdrückt, so ist dieser nach den russischen Vorschriften durch einen Quotienten $\frac{1}{27}$ dargestellt. Für die verformten Streben der Mosyrbrücke betrug er nur $\frac{1}{135}$, und er war damit noch niedriger als der entsprechende Zahlenwert für den Untergurt der bekannten, eingestürzten amerikanischen Quebecbrücke mit $\frac{1}{123}$. Die Schwäche

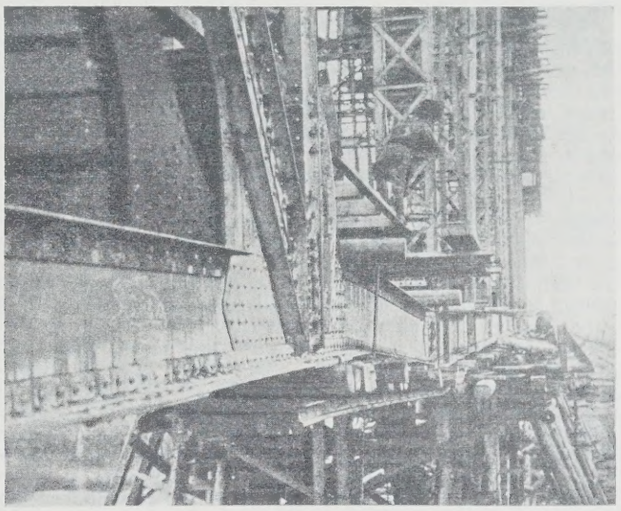


Abb. 7. Formänderung des Untergurts des flußabwärts liegenden Trägers.

der Verbindung wurde noch erhöht durch die Schwäche und geringe Anzahl der Schotten und Bindebleche. In den 15,36 m langen Streben waren nur zwei Schotten in einem Abstande von 6,2 m angebracht, während dieser Abstand nach russischen, reichlich anspruchslosen Regeln nur 3,0 m betragen sollte. Bindebleche waren auf der ganzen Länge nur drei auf jeder Stabseite vorhanden. Auch in bezug auf Querkräfte ergab die Rechnung eine offenbare Schwäche der Vergitterung und der Verbindung der beiden Wände. Die errechneten Spannungen gingen über die zulässigen und sogar über die Bruchspannungen hinaus, und zwar noch mehr, als dies seinerzeit an der Quebecbrücke festgestellt wurde. Außer der allgemeinen Schwäche der Diagonalglieder selbst erwies sich auch ihre Befestigung an den Wänden als zu schwach. Diese erfolgte überall nur mit einem Niet von 18 mm Durchmesser. Die Beanspruchung der Niete sowohl auf Abscherung als auf Leibungsdruck war größer als zulässig. Die Überbeanspruchung auf Abscherung schwankte zwischen 69 und 145% und die auf Leibungsdruck zwischen 59 und 130%.

Von der Ansicht ausgehend, daß in einem geradlinigen Stabe bei mittiger Wirkung der Druckkräfte Querkräfte überhaupt nicht auftreten und daß daher die verbindende Vergitterung nur die Erschütterungskräfte und die zufälligen Seitenstöße aufnehme, bestand vielfach die Anschauung, daß diese Vergitterung nur vorbeugende Bedeutung habe, selbst aber nichts zu tragen habe. Diese Anschauung ist aber tatsächlich unhaltbar; denn einmal gibt es nie eine mittige Kraftübertragung. Es besteht vielmehr immer eine gewisse Außermittigkeit. Dann rufen auch allein die Längskräfte, die eine Verformung der einzelnen Wände verursachen, Verformungen und daher auch Spannungen in der verbindenden Vergitterung hervor. Schließlich setzt die außermittige Übertragung der Kraft auf die Einzelteile der Vergitterung deren zulässige Beanspruchung wesentlich herab. Für die Streben der Mosyrbrücke verursachte die unsachgemäße Stoßanordnung Zusatzspannungen sowohl in den Wänden als auch in der verbindenden Vergitterung. Eine gewisse, bei den Verhältnissen der Herstellung im Werk und beim Zusammenbau unvermeidliche Abweichung der Trägerachsen von der Geraden, Ungleichmäßigkeit des Materials, verschiedener Grad der Dehnbarkeit in den einzelnen Wänden, die Knotenmomente, die sowohl durch die Steifigkeit der Knoten als auch durch das Arbeiten der Querträger der Brücke hervorgerufen werden, alles das ruft eine außermittige Wirkung der Kräfte auf die Einzelteile der Brücke hervor.[2]) Die Größe dieser Außermittigkeit ist bei den üblichen Bauformen

[2]) H. Kayser, Der Eisenbau 1910, S. 146.

recht bedeutend. Sie wächst mit der Zunahme der Größe der Bauwerke. Diese Außermittigkeit darf man bei den Berechnungen nicht vernachlässigen, wie dies bisher geschah. Wie Prandtl[3]) hervorhebt, war gerade eine der wesentlichsten Ursachen der Quebecbrückenkatastrophe die außermittige Wirkung der Kraft. Für die Mosyrbrücke wurde durch Berechnungen nachgewiesen, daß diese Außermittigkeit 3,85 mm oder 0,22 r (r der Trägheitshalbmesser) erreichen konnte. Eine solche Größe der Außermittigkeit mußte natürlich auf die Widerstandsfähigkeit der Strebe einen Einfluß ausüben. Man hat berechnet, daß durch diese Außermittigkeit an der Mosyrbrücke die zulässigen Spannungen in den Wänden der Streben um 71 % und in den Diagonalgliedern der verbindenden Vergitterung um 80 % überschritten wurden.

Die Verformung der einzelnen Wände des zusammengesetzten Stabes, hervorgerufen allein durch die Wirkung der Längskräfte, muß sich auch in der verbindenden Vergitterung äußern. Die letztere spielte in diesem Falle die gleiche Rolle wie die Füllglieder der Träger. Da an den verformten Streben der Mosyrbrücke die Diagonalglieder der Vergitterungen der beiden Seiten einer Strebe über Kreuz liegen, und da man die einzelnen Wände der Streben der Brücke nicht als gelenkig betrachten kann, so muß die Verformung der Wände der Streben zusätzliche Spannungen in der verbindenden Vergitterung hervorrufen entsprechend den Spannungen aus der lotrechten Belastung in den Füllgliedern zwischen den Trägern. Die Rechnung ergab, daß allein unter der Wirkung der Längskräfte in den Diagonalgliedern der Vergitterung Spannungen auftraten, die über die zulässigen um 35 % hinausgingen. Diese Spannungen sind sehr groß und müssen daher bei der Berechnung der zusammengesetzten Stäbe berücksichtigt werden.

Die unsachgemäße Bauart der Stöße der Stegbleche der verformten Streben verursachte für jede Wand eine bedeutende Verschiebung des Schwerpunktes des Querschnitts. Infolgedessen waren einzelne Teile der Wände der Streben außer Längskräften auch noch der Einwirkung von Momenten ausgesetzt. Infolge der Verschiebung des Schwerpunktes suchte sich jede Strebenwand nach außen durchzubiegen, und dadurch entstanden in der verbindenden Vergitterung Zugspannungen. Man hat unter diesen Umständen die Spannungen in den Diagonalgliedern zu 80 kg/cm², die Scherkräfte und Leibungsdrücke in den Nieten zu 161 kg/cm² und 378 kg/cm² annähernd berechnet.

Die Spannungen in den Nietverbindungen gingen über die zulässigen weit hinaus und die in den gedrückten Diagonalgliedern noch viel mehr. Alle diese Ergebnisse deuten auf eine offensichtliche Schwäche der verbindenden Vergitterung hin, die auch auf die Widerstandsfähigkeit des ganzen Stabes Einfluß ausüben mußte. Gewöhnlich wird die Verbindung zwischen den einzelnen Wänden in solchen Fällen früher zerstört, als die Widerstandsfähigkeit des ganzen Stabes ausgenutzt ist. In Wirklichkeit sind die Trägheitsmomente zusammengesetzter Stäbe immer kleiner, als bei den Berechnungen bisher angenommen wurde. Der Unterschied ist um so größer, je schwächer die verbindende Vergitterung ist.

Um die Verhältnisse weiter zu klären, hat die Brückenwiederherstellungsabteilung auch Versuche mit Nachbildungen zusammengesetzter Stäbe angestellt. Die Nachbildungen waren allerdings nur etwa $\frac{1}{4{,}5}$ so groß als die Streben der Mosyrbrücke und auch wegen der Schwierigkeit, das geeignete Material zu bekommen, in den Stärkeausmaßen nicht ganz entsprechend, aber sie lassen immerhin Schlüsse zu. Die Versuche an diesen Nachbildungen bezogen sich auf Querbiegung und auf Knickung.

Die Untersuchung auf Querbiegung ergab, daß sich in allen Fällen die wirklichen Trägheitsmomente der Querschnitte der zusammengesetzten Träger als bedeutend kleiner erwiesen als die theoretischen, und zwar um so kleiner, je schwächer die verbindende Vergitterung war. Für die der Mosyrbrücke nachgebildete Strebe war das Trägheitsmoment gar nur 25 % des gerechneten. Bei allen Nachbildungen nahm der Quotient $\frac{J_{\text{wirklich}}}{J_{\text{theoretisch}}}$ mit der Zunahme der Belastung ab. Der Verlauf der Werte dieses Quotienten wurde in Schaulinien schematisch dargestellt, die teils Kurven, teils nahezu Gerade ergaben. Die Stoßanordnung der Stegbleche, überdeckt nach Art der Streben der Mosyrbrücke, d. h. also mit wesentlicher Schwerpunktverschiebung, verursachte eine Minderung des Quotienten um im Mittel 14 %. Die gleichlaufende oder kreuzweise Anordnung der Diagonalglieder in der verbindenden Vergitterung äußerte keinen Einfluß auf den Quotienten. Die Vergitterung bei den Nachbildungen der Streben der Mosyrbrücke begann schon bei einer Querkraft auszubiegen, die nur 1 % der zulässigen Längskraft beträgt, bei der die rechnungsmäßigen Spannungen in den Diagonalgliedern den zulässigen fast gleich sind.

Die Untersuchung auf Knickung ergab, daß in allen Fällen die Biegung in der Ebene des größten theoretischen Widerstandes auftrat. Das deutet unbedingt auf ungenügende Steifigkeit der Verbindung zwischen den einzelnen Wänden hin, d. h. auf eine Schwäche der verbindenden Vergitterung. Die Beobachtungen an den Nachbildungen zeigten, daß anfänglich die Biegung in der Ebene des geringsten Widerstandes eintrat. Die Verformung begann, als die Belastung bis zur Bruchbelastung der verbindenden Vergitterung anstieg. Infolgedessen fiel das wirkliche Trägheitsmoment des Stabes in bezug auf die zur Vergitterung senkrechte Achse stark, und die Biegungen in der Ebene der Vergitterungen begannen schnell zu wachsen. Merkliche Verformungen der Diagonalglieder der verbindenden Vergitterung traten bei den Nachbildungen der Streben der Mosyrbrücke schon bei einer Belastung auf, die der für den Druck dieser Stäbe zulässigen fast gleich war. Die Nachbildungen wurden bei einer Belastung zerstört, die nur um 57 % über die zulässige hinausging.

Die theoretischen und experimentellen Untersuchungen ergaben also eine offensichtliche Schwäche der verbindenden Vergitterung, die die Widerstandsfähigkeit des Stabes bedeutend, schätzungsweise um 50 % herabsetzte. Wäre der Vorfall an der Mosyrbrücke nicht aufgetreten, so wären sicher an anderen russischen Brücken gleiche Verformungen oder gar Katastrophen eingetreten. Denn solche Verformungen unter dem fahrenden Zuge hätten unbedingt Entgleisungen und damit bedeutende Stoßwirkungen verursacht.

b) Das Brückenende der Mosyrbrücke, an dem die besprochenen Verformungen von zwei Streben eintraten, war, wie schon erwähnt, an der früheren Gurjewker Brücke den Flammen eines unter Wind längs der Brücke schlagenden Feuers ausgesetzt gewesen. Die Spuren dieser Feuerwirkung konnten nach dem Vorfall noch nachgewiesen werden, insbesondere auch an dem unteren Drittel der flußabwärts liegenden Strebe, das besonders stark verformt war. Es ist anzunehmen, daß diese Verformung zeitlich zuerst eintrat und daß ihr dann die der gegenüberliegenden Strebe erst folgte. Diese Feuerwirkung erklärt es auch, warum die Verformung gerade an diesem Brückenende eintrat und daß das am anderen Brückenende spiegelgleich gelegene Strebenpaar, obgleich ebenso beschaffen und ebenso belastet, standhielt. Da die inneren Teile der Streben am meisten der Feuerwirkung ausgesetzt waren, läßt es sich auch erklären, warum die Knickung bei beiden Streben gerade nach innen eintrat. Man hat auch hier Versuche an einer Nachbildung der Strebe gemacht. Es ist anzunehmen, daß, auch wenn man von einer Verschlechterung der Festigkeitseigenschaften des Eisens durch den Brand absieht, die Bruchlast infolge der Einwirkung des Brandes an der Mosyrbrückenstrebe um mindestens 20 % herabgemindert wurde. — Das Zusammenwirken dieser beiden Umstände, der Schwäche der Vergitterung und des Einflusses des Brandes, ist als Ursache der Verformung der Diagonalen der Mosyrbrücke zu betrachten. Es ist anzunehmen, daß beide Umstände im Verein die Größe der Bruchlast um mindestens 70 % herabsetzen.

c) Daß das verwendete Eisen infolge verschiedener, während der seinerzeitigen Herstellung der Brücke herrschenden Umstände nicht allen Anforderungen entsprach, wurde früher schon erwähnt. Im übrigen war ein größerer Unterschied zwischen den Eigenschaften des dem Feuer ausgesetzten oder nicht ausgesetzten Eisens nicht feststellbar. Man kann den Einfluß der schlechten Eigenschaften des Eisens für die verformten Streben zu etwa 10 % der Bruchlast einschätzen.

d) Den Einflüssen des Ausbaues, der Beförderung, des Zusammenbaues und des Einfahrens der Träger und auch einer gewissen Unfertigkeit der Arbeit wurde, soweit möglich, nachgegangen. Es wurden nur Feststellungen unwesentlicher Natur gemacht. Man kann diese Gruppe der Einflüsse auf etwa 5 % schätzen.

Die Ursachen der Abminderung der Widerstandsfähigkeit der Streben lassen sich sonach in folgenden Ziffern einschätzen:

Schwäche der verbindenden Vergitterung	50 %
Einfluß ungleicher Erhitzung beim Brand einschließlich Verschwächung des Eisens durch den Brand . .	25 %
Schlechte Baustoffeigenschaften des Eisens	10 %
Folgen von Ausbau, Beförderung, Zusammenbau usw.	5 %

Die Wiederherstellung des beschädigten Überbaues war verhältnismäßig billig. Sie kostete 51 000 Rubel, d. i. etwa 3,5 % der gesamten Wiederherstellungskosten.

Für die russische Brückentechnik bedeutete der Vorfall einen wertvollen und verwertbaren Hinweis auf die Schwäche der verbindenden Vergitterungen an großen Brücken, auf die Notwendigkeit der Verstärkung gegliederter Stäbe und der Abänderung der bisherigen Berechnung solcher Stäbe. Bisher war bei der Berechnung das Trägheitsmoment der gegliederten, auf Knickung beanspruchten Stäbe unter der Annahme unveränderlich starrer Verbindung der Einzelteile unter sich bestimmt worden. In Wirklichkeit ist eine solche Verbindung nicht vorhanden. Wie die Versuche ergeben haben, ist das wirkliche Trägheitsmoment bedeutend kleiner als das rechnungsmäßige, bei schwacher Vergitterung drei- bis viermal kleiner. Außerdem war in den Berechnungen bisher die außermittige Übertragung der Kraft nicht in Betracht gezogen worden. Diese erweist sich aber nach den an den Vorfall bei der Mosyrbrücke anschließenden Untersuchungen als recht bedeutend. Sie muß in der Rechnung berücksichtigt werden. Auch die Spannungen in der verbindenden Vergitterung infolge der Längskräfte wurden bisher vernachlässigt, obwohl sie sehr groß sind. Weiter wurde dem schädlichen Einflusse von ungleichmäßiger Erhitzung der Einzelteile von Brücken durch Brände, wie solche infolge der politischen Verhältnisse in Rußland nicht selten vorkamen, nicht genügend Aufmerksamkeit zugewendet.

Alle diese Umstände verlangen nach einer Umarbeitung der Rechnungsverfahren für auf Knickung beanspruchte Stäbe, nach Ausarbeitung neuer Rechnungsverfahren und nach Weiterentwicklung der Knickungstheorie. Der Vorfall an der Mosyrbrücke bildet sonach einen bemerkenswerten Markstein in der Weiterentwicklung der Theorie und des Baues von Brücken. Daß dieser Vorfall gerade zu einer Zeit stattfand, in der eine wesentliche Vergrößerung der Brückenbelastungen, der Längen der Träger und der Einzelteile bevorstand, macht seine Bedeutung besonders gewichtig. Der materielle und moralische Schaden, den der Vorfall hervorrief, ist reichlich aufgewogen durch den Nutzen, den er der Theorie der Ingenieurbauwerke zu geben verspricht.

Die Anschauungen über die Durchbildung und Berechnung von gegliederten Druckstäben, die nach dem Ergebnis der Untersuchungen des Zwischenfalles als nicht haltbar bezeichnet werden, wurden in Deutschland früher wohl ebenfalls als richtig angesehen, sind aber in letzter Zeit als nicht zutreffend erkannt worden. Insbesondere geben die Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft von 1922 und 1925 viel weitergehende Bestimmungen für die Durchbildung und Berechnung mehrteiliger Druckstäbe, denen die Streben der Mosyrbrücke kaum genügt hätten.

[3]) Prandtl, Zeitschrift d. V. d. I. 1907, S. 1869.

Alle Rechte vorbehalten.

Untersuchungen über Solidititzement.

Von Dipl.-Ing. **Walter Haußmann**, Stadtbaurat in München.

Vor einigen Jahren ist unter der Bezeichnung Solidititzement eine Zementsorte auf den Markt gekommen, die sich besonders für Straßenbauzwecke eignen soll. Solidititzement wird nach einem im Jahre 1914 dem Spanier Emilio Longan patentamtlich geschützten Verfahren (D.R.P. Nr. 293 124) dadurch hergestellt, daß man dem gewöhnlichen Portlandzement eine seiner chemischen Zusammensetzung angepaßte Menge (etwa 7 bis 10 %) gepulverten kieselsäurehaltigen Gesteins beimischt, das zuvor mindestens zwei Stunden lang einer Hitze von 1000° ausgesetzt war. Dieser Zement soll in Verbindung mit Zuschlagstoffen verarbeitet werden, die aufgeschlossene Kieselsäure enthalten, und es soll zwischen Zement und Zuschlagstoff eine chemische Reaktion eintreten, die die Güte des entstehenden Betons günstig beeinflußt. Der Verfasser hatte als Bauleiter der Versuchstrecke der bayerischen Staatsbauverwaltung auf der Staatsstraße München—Tegernsee Gelegenheit, eine der ersten Straßenbauausführungen in Solidititbetonbauweise zu studieren, und der gute Erfolg dieser Strecke veranlaßte ihn, die wesentlichen Eigenschaften des Solidititzements durch Versuche festzustellen. Zement und Zuschlagstoffe wurden durch die Deutsche Solidititzentrale zur Verfügung gestellt.[1]) Die Versuche gelangten im bautechnischen Laboratorium der Technischen Hochschule München zur Durchführung. Der Umstand, daß im übrigen die Kosten aus eigenen Mitteln des Verfassers bestritten werden mußten, brachte es mit sich, daß die Versuche in kleinstem Rahmen als Mörtelversuche durchgeführt und auch der Zahl nach so beschränkt werden mußten, daß sie nur als Vorversuche angesehen werden können.

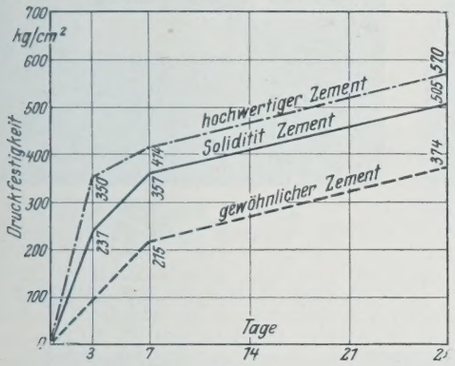


Abb. 1.

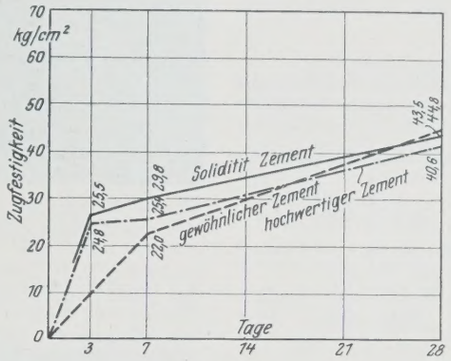


Abb. 2.

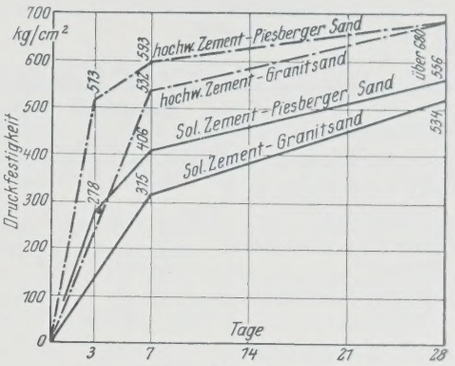


Abb. 3.

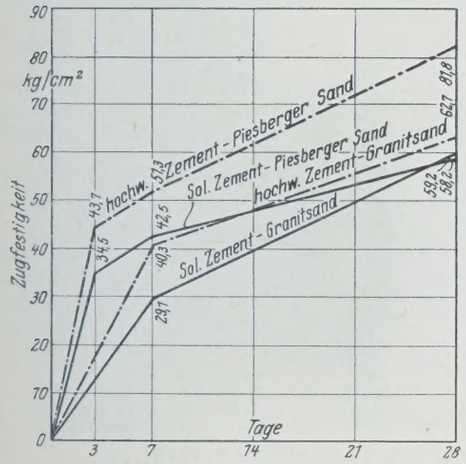


Abb. 4.

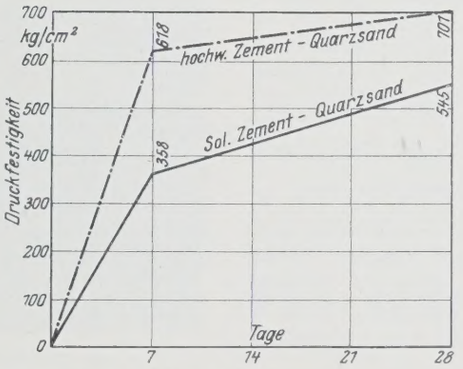


Abb. 5.

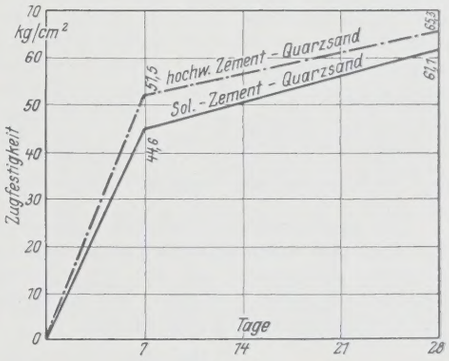


Abb. 6.

Im folgenden soll der zum Vergleich herangezogene Vertreter der normalen Portlandzemente mit „Gewöhnlicher Portlandzement", abgekürzt G. Z., der Vertreter hochwertiger Portlandzemente mit „Hochwertiger Portlandzement" bezeichnet werden, abgekürzt H. Z. Neben den Normenproben wurden die Versuche mit drei Sandsorten durchgeführt. Die Solidititzentrale hatte zur Verfügung gestellt:

1. unter der Bezeichnung „Piesberger Sand" eine rötliche Sandsorte. Diese wird aus dem Steinbruch bei Piesberg im Teutoburger Walde gewonnen. Der dort gebrochene Stein ist ein Mittelding zwischen Kohlensandstein und Eruptivgestein. Er ist an und für sich hochgradig kieselsäurehaltig, die Kieselsäure ist jedoch passiv;
2. unter der Bezeichnung Granitsand einen aus Mitteldeutschland gebrochenen Sand.

Versuchsprogramm.

Es erwies sich als zweckmäßig, die Arbeiten als Vergleichsversuche durchzuführen, dergestalt, daß jeder Versuch mit Solidititzement in gleicher Weise unter Verwendung eines anderen Zementes wiederholt wurde. Dieses Vorgehen schien vor allem deshalb angebracht, weil der unmittelbare Vergleich der Mörtelversuche mit den Werten bekannter Zementsorten ohne weiteres einen Schluß auf das Verhalten des entsprechenden Betons gestattet. Die zum Vergleich herangezogenen Zemente, beides bewährte deutsche Fabrikate, werden hier aus naheliegenden Gründen nicht genannt.

Die Firma Polensky & Zöllner gab einen Quarzsand aus Hirschau in der Oberpfalz her. Die Sande wurden bis auf 7 mm Korngröße ausgesiebt; angestellte Siebproben führten ungefähr auf die Graf-Kurve, bei dem Quarzsand wurde das fehlende feine Korn durch Beigabe von Quarzmehl aus dem gleichen Sand ersetzt. Bei sämtlichen Versuchen wurde ein Mörtel 1 : 3 verwendet. Der Wasserzusatz für die einzelnen Mischungen, der ja neben dem verschiedenen Wasserbedarf der Zemente auch von schwer zu überblickenden Umständen, wie der Feuchtigkeit der Luft usw., abhängig ist, wurde dadurch ermittelt, daß vor jedem Versuch der Wasserzusatz an Probewürfeln mit den verschiedenen Zementen so lange geändert wurde, bis beim Einschlagen mit dem Hammerapparat v. Böhme der Zementschlamm nach ungefähr der gleichen Anzahl von Schlägen (etwa 125) bei den Nuten der Normenwürfelformen austrat. Die zur Erzielung dieser Beschaffenheit notwendigen Wasserzusätze schwankten zwischen 8,4 und 9,5 %.

Obwohl die Zug- und Druckfestigkeit von Solidititmörteln durch die im Auftrage der Deutschen Solidititzentrale ausgeführten Versuche schon genügend geklärt erschien, wurden doch auch vergleichende Zug- und Druckversuche durchgeführt, einerseits um die bisherigen Ergebnisse zu bestätigen, anderseits um von den zur Verfügung gestellten drei Sandsorten diejenige für die weiteren Versuche auszuwählen, die die besten Vergleichswerte ergab. Bei dieser Sandart war nämlich anzunehmen, daß bei ihr die chemische Reaktion zwischen Zement und Zuschlagstoff am kräftigsten auftrete und damit auch die weiteren den Solidititzement kennzeichnenden Eigenschaften am ausgeprägtesten in Erscheinung träten.

[1]) Bei der Durchführung der Versuche wurde Verfasser von Herrn Dipl.-Ing. Treitl, Assistenten am Mechanisch-Technischen Laboratorium, tatkräftig unterstützt, wofür ihm hier wärmstens gedankt sei.

Die weiteren, mit dieser Sandart dann vorzunehmenden Untersuchungen sollten sich auf Schleif- und Schlagversuche, Ermittlung der Wärmedehnungszahl, Messung des Schwindens und Schwellens, sowie vor allem auf die Bestimmung des Elastizitätsmaßes ausdehnen; auch ein einfacher Korrosionsversuch wurde in das Programm aufgenommen.

Zug- und Druckversuche.

Die Versuche wurden einheitlich für alle Sande mit Würfeln und Zugstücken im Normenformat, unter Verwendung der zur Normenprobe gebräuchlichen Geräte und Formen hergestellt und die Körper, wie bei gemischter Normenlagerung, 1 Tag in feuchter Luft, 6 Tage unter Wasser und 21 Tage in Kellerluft gelagert. Das Einformen geschah durch das mit diesen Arbeiten vertraute Personal des bautechnischen Laboratoriums. Es wurden jeweils je fünf Würfel und zehn Zugstücke der Probe unterworfen. Die ersten Versuche wurden in drei Altersstufen, nämlich nach 3, 7 und 28 Tagen vorgenommen, später wurde die 7- und 28-Tage-Probe für ausreichend erachtet.

Die Ergebnisse der Zug- und Druckversuche sind in Tafel 1 sowie in Abb. 1 bis 6 dargestellt.

Tafel 1. Ergebnisse der Zug- und Druckversuche.

Sand- und Zementart	Zugproben			Druckproben			Wasserzusatz
	3 Tage	7 Tage	28 Tage	3 Tage	7 Tage	28 Tage	%
Mit Normensand:							
Soliditätzement . . .	25,5	29,8	43,5	237	357	505	8,4
Gewöhnlich. Portlandzement	—	22,0	44,8	—	215	374	—
Hochwertig. Portlandzement	24,8	25,4	40,6	350	414	570	8,5
Mit Piesbergsand:							
Soliditätzement . . .	34,5	42,5	58,2	278	406	556	8,75
Hochwertig. Portlandzement	43,7	51,3	81,8	513	593	über 680*)	8,6
Mit Granitsand:							
Soliditätzement . . .	—	29,1	59,2	—	315	534	9,5
Hochwertig. Portlandzement	—	40,3	62,7	—	532	über 680*)	9,5
Mit Quarzsand:							
Soliditätzement . . .	—	44,6	61,1	—	358	545	8,4
Hochwertig. Portlandzement	—	51,5	65,3	—	618	701	8,75

*) Die verfügbare Presse ließ keine höheren Drücke zu.

Die günstigsten Verhältniswerte ergaben sich neben dem Normensand bei dem ihm mineralogisch ähnlichen Quarzsand von Hirschau. Es war demnach anzunehmen, daß bei diesem Sand die erwartete chemische Reaktion am stärksten eintrete, und es wurde deshalb diese Sandart für die Fortsetzung der Versuche gewählt.

Abschleifversuche.

Diese Versuche wurden an 28 Tage alten Würfeln von Normengröße auf einer Bauschingerschen Schleifscheibe (Abbildung 7) von 49 cm Halbmesser mit 30 kg Gesamtdruck, also 0,66 kg/cm² Pressung nach den für Schleifversuche allgemein gültigen Regeln vorgenommen. Die Körper wurden nach je 100 Umdrehungen gewogen und der Gewichtsverlust festgestellt. Die zweiten 100 Umdrehungen fanden statt nach einer Drehung der Körper um 90°.

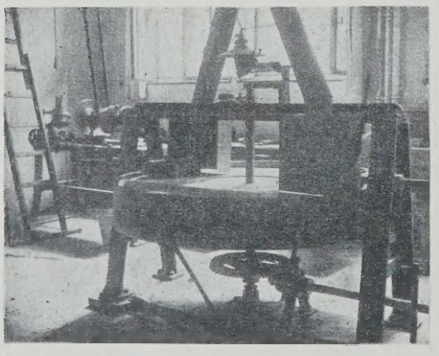


Abb. 7. Bauschingersche Schleifscheibe.

Der durchschnittliche Gewichtsverlust betrug für 200 Umdrehungen
beim Soliditätzement . . . . . 0,229 g/cm²
beim hochwertigen Portlandzement . . 0,220 g/cm².
Er war also annähernd gleich.

Schlagversuche.

Die Versuche wurden ebenfalls an 28 Tage alten Würfeln in Normengröße ausgeführt. Verwendet wurde ein Föpplsches Fallwerk (Abb. 8) mit 100 kg Fallgewicht.

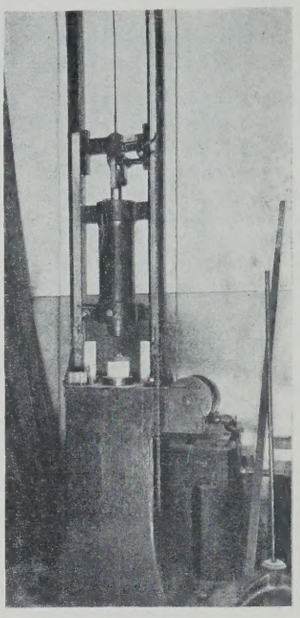


Abb. 8. Föpplsches Fallwerk für Schlagversuche.

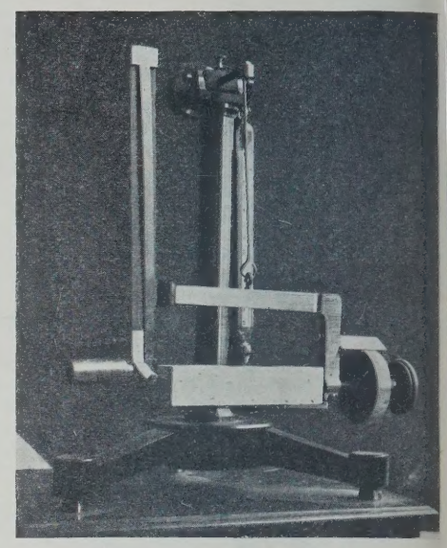


Abb. 9. Bauschingerapparat für Schwind- und Schwellversuche.

Die Durchführung der Versuche geschah nach den von Föppl veröffentlichten Regeln für Schlagversuche (Mitteilungen aus dem Mech.-Techn. Laboratorium der Technischen Hochschule München, Heft 33, S. 22 u. ff.). Danach gilt für die Wahl der Fallhöhe des 1. Schlages unter Voraussetzung eines 100-kg-Fallgewichtes die Regel: Schlaghöhe $d = \frac{v}{50}$ (v Körperinhalt in cm³), somit im vorliegenden Falle $d = \frac{350}{50} = 7$ cm. Die Schlaghöhe wird bei jedem weiteren Schlag um den Betrag der Anfangsfallhöhe gesteigert, so daß die Schläge der Reihe nach aus 7, 14, 21, 28, 35 cm Höhe zu fallen haben. Es berechnet sich die bei den Schlägen geleistete Arbeit zu $\frac{Q\,d}{2} \cdot n\,(n+1)$. Hierin ist $Q\,\frac{d}{2}$ konstant, der Ausdruck $n\,(n+1)$ veränderlich. Er dient zur Kennzeichnung der Schlagfestigkeit der einzelnen Baustoffe und wird als Wertziffer bezeichnet.

Die Soliditätwürfel waren nach dem 4. Schlag gerade gebrochen, die Würfel aus hochwertigem Zement wiesen hier erst die ersten Spuren einer Zerstörung auf. Beim 5. Schlag wurden sie jedoch vollständig zermalmt. Dort waren also 4 Schläge, hier etwa 4,5 Schläge zur Zerstörung nötig gewesen. Demnach lautet die Wertziffer;

für Soliditätzement . . . . . $4 \cdot 5 = 20$ kgcm,
für hochwertigen Portlandzement . $4{,}5 \cdot 5{,}5 = 25{,}8$ kgcm.

Bestimmung der Wärmedehnungszahl.

Hier wurde weniger angestrebt, die Dehnungszahl für alle Temperaturstufen zu ermitteln, als vielmehr auf einfachste Weise ein Urteil darüber zu gewinnen, ob in diesem Punkte zwischen beiden Zementen wesentliche Unterschiede bestehen. Die Messungen wurden mit Hilfe eines „Bauschinger-Apparates“ (Abb. 9) an Prismen von 10 cm Länge und 5 cm² Querschnitt ausgeführt. Der Bauschinger-Apparat besteht im wesentlichen aus einer Mikrometerschraube mit einem gefederten Fühlhebel als Gegenanschlag. Mit dem Fühlhebel ist ein Zeiger verbunden, den man durch Drehen an der Mikrometerschraube jeweils auf einen bestimmten Teilstrich einer Skala einspielen kann. Auf diese Weise erhält man die Gewähr, daß bei jeder Messung der gleiche Druck der Mikrometerschraube herrscht. Fühlhebel und Schraubenspitze greifen in Körnerlöcher ein, die in Glas- oder Metallplättchen an beiden Enden des Prismas eingebohrt sind.

Die Feststellung der Wärmedehnungszahl mit Hilfe des Apparates ergab, daß sie bei beiden Zementen gleich ist, nämlich $= 1{,}1 \cdot 10^{-5}$.

Schwind- und Schwellversuche.

Diese Versuche wurden ebenfalls als Längenmessungen an 10 cm langen Prismen auf dem Bauschinger-Apparat durchgeführt. Die Körper blieben 1 Tag in der Schalung, dann 2 Tage in feuchter Luft, danach fand die erste Messung statt, sodann kamen die Schwindkörper in Luft von Kellertemperatur, die Schwellkörper in Wasser. Weitere Messungen wurden nach 8 Tagen, 1 Monat und 3 Monaten vorgenommen.

Die Ergebnisse sind in Abb. 10 dargestellt. Ein wesentlicher Unterschied im Schwinden und Schwellen beider Zementsorten war nicht festzustellen.

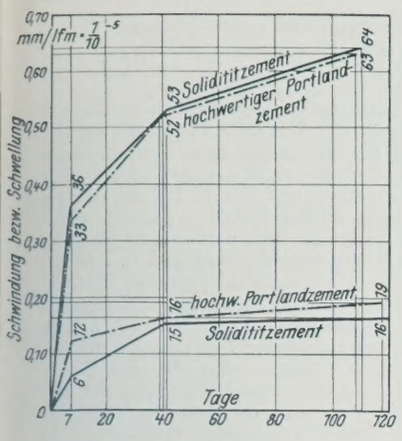


Abb. 10.

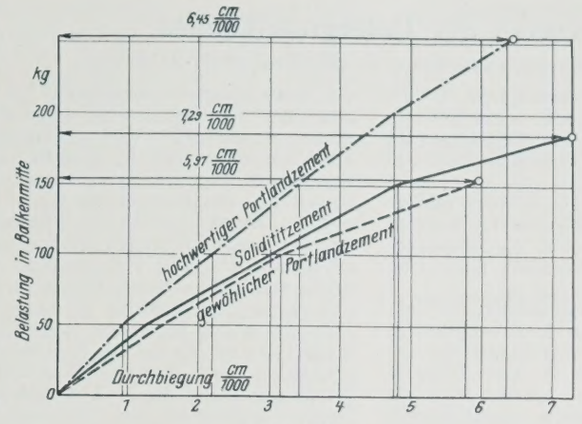


Abb. 12.

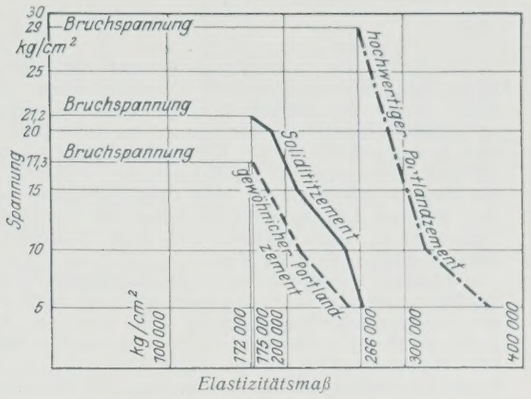


Abb. 13.

Bestimmung des Elastizitätsmaßes.

Die hierzu dienenden Messungen wurden als Balkenbiegeversuche durchgeführt, da die Feststellung des elastischen Verhaltens mittels Zug- und Druckversuches wegen der Schwierigkeit der Zentrierung des Kraftangriffes wesentlich umständlicher ist. Zu den Versuchen wurden unbewehrte Balken von 8×10 cm Querschnitt mit 60 cm Stützweite bei 80 cm Länge verwendet. Sie wurden in hölzernen Schalungen eingestampft, nach 1 Tage ausgeschalt und lagerten 7 Tage unter feuchten Säcken, dann trocken in Luft von Kellertemperatur. Die Prüfung geschah auf einer Amsler-Presse (Abb. 11). Die Belastung bestand aus

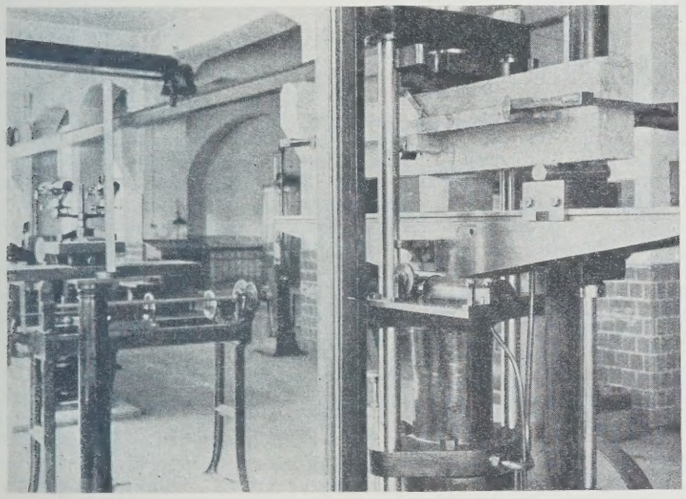


Abb. 11. Versuchsanordnung für Durchbiegungsversuche.

einer in Balkenmitte angreifenden Einzellast, die stufenweise um 80 kg gesteigert wurde. Nach jeder Laststufe wurde entlastet und die bleibende Durchbiegung gemessen.

Zur Messung diente ein in Balkenmitte angebrachter Spiegelapparat mit Fernrohrablesung.

Die Messungen wurden an je drei Balken mit Soliditätzement, gewöhnlichem Zement und hochwertigem Zement durchgeführt.

In Abb. 12 sind die gemittelten Durchbiegungen im Verhältnis zur Belastung, in Abb. 13 die daraus errechneten Elastizitätsmaße für die einzelnen Laststufen aufgezeichnet.

Widerstand gegen Säureangriff.

Um ein allgemeines Bild über die Empfindlichkeit gegen Säureangriff zu gewinnen, wurde folgender einfache Versuch angestellt: Stücke von beiden Mörteln wurden in ein Salzsäurebad 1 : 1 eingelegt. Der mit hochwertigem Zement aufbereitete Mörtel zerfiel nach 24 Stunden zu Sand, der mit Soliditätzementmörtel erst nach weiteren 24 Stunden.

Das Ergebnis der Versuche kann in folgenden Einzelurteilen zusammengefaßt werden:

1. Zug- und Druckversuche: Bestätigung der bisher veröffentlichten Ergebnisse, offensichtlich ungleiche Eignung verschiedener Zuschlagstoffe, anscheinend von der verschiedenen Menge und chemischen Beschaffenheit der im Zuschlagstoff enthaltenen Kieselsäure beeinflußt. Das starke Zurückbleiben der Druckfestigkeit läßt darauf schließen, daß der zur Aufbereitung des Soliditätzements verwendete Portlandzement dem verglichenen hochwertigen Zement nicht ebenbürtig ist. Selbst wenn das zugesetzte Quarzmehl nur magernde Wirkung hätte, müßten die Druckfestigkeitswerte näher aneinander liegen. Bei 10 % Magerung dürfte nach der Rechnungsweise von Graf[2]) je nach dem Wasserzusatz nur ein Abfall der Druckfestigkeiten von 15 bis 20 % stattfinden, wenn der zur Aufbereitung verwendete Zement dem verglichenen hochwertigen Zement ebenbürtig wäre.

2. bis 6. Schleif-, Schlag-, Schwind-, Schwell- und Wärmedehnungsversuche: Ohne bemerkenswerte Unterschiede.

7. Vergleich des Elastizitätsmaßes: Beim Soliditätzement wesentlich kleiner; beim Bruch errechnet sich für Soliditätzement ein $E = 175000$, beim hochwertigen Zement $E = 266000$. Dies führte im vorliegenden Fall dazu, daß der Soliditätzement größere Dehnungen aushielt als der verglichene hochwertige Portlandzement, obgleich die rechnungsmäßige Biegezugfestigkeit mit 21,2 kg/cm² wesentlich unter der des hochwertigen Zementes (29,0) zurückblieb.

8. Korrosionsversuch: Größere Widerstandsfähigkeit des Soliditätzements gegen Salzsäure.

Die Eigenschaften, aus denen sich die Eignung des Soliditätzements für den Straßenbau herleitet, dürften demnach in seiner durch den Korrosionsversuch allerdings nur für einen Einzelfall erwiesenen Widerstandsfähigkeit gegen chemische Einflüsse sowie in seiner niederen Elastizitätszahl zu suchen sein. Es kommt ja im Betonstraßenbau weniger darauf an, hohe Druckfestigkeiten zu erzielen, als vielmehr die Rissegefahr infolge des Schwindens und der Temperaturänderungen möglichst zu verringern. Dies wird erreicht durch hohe Zugfestigkeiten, verbunden mit geringem Elastizitätsmaß. Wenn nämlich zwei Körper mit verschiedenem Elastizitätsmaß um den gleichen Betrag gedehnt werden, so erleidet nach der Formel $\sigma = \frac{\varepsilon}{E}$ der mit dem kleineren Elastizitätsmaß geringere Spannungen. Im Straßenbau verringert sich demnach bei gleichem Schwindmaß und gleicher Wärmedehnungszahl mit wachsender Zugfestigkeit und kleiner werdendem Elastizitätsmaß beim Bruch die Rissegefahr. Man kann dann das Verhältnis $\frac{k_{z\,\text{bruch}}}{E_{\text{bruch}}}$ gleich der spezifischen Dehnung beim Bruch als Maß der Zähigkeit ansehen.

Bei den untersuchten Zementen errechnete sich aus dem Biegungsversuch

beim Soliditätzement . . . . k_{zug} zu 21,2 E zu 175000
„ hochwertigen Zement „ „ 20,0 „ „ 266000
„ gewöhnlichen „ „ „ 17,3 „ „ 172000;

hieraus ergeben sich die Verhältnisse

$\frac{k}{E}$ für Soliditätzement . . . . . zu $1{,}2 \cdot 10^{-4}$
„ „ hochwertigen Portlandzement . . „ $1{,}12 \cdot 10^{-4}$
„ „ gewöhnlichen Zement . . . . „ $1{,}0 \cdot 10^{-4}$.

Der Soliditätzement erwies sich also im Gegensatze zu seinen im übrigen wenig abweichenden Eigenschaften in diesem wichtigen Punkte dem verglichenen hochwertigen Portlandzement überlegen.

Ein einwandfreies Urteil darüber, ob und wie die Festigkeitswerte, insbesondere die Zugfestigkeit, durch Beigabe des gebrannten siliziumhaltigen Gesteins beeinflußt werden, konnte im Rahmen der beschriebenen Versuche nicht gewonnen werden. Die Lösung dieser Frage wäre am einfachsten herbeizuführen durch vergleichende Versuche zwischen fertigem Soliditätzement und dem zu seiner Aufbereitung verwandten Portlandzement ohne Beigabe des quarzhaltigen Steinmehls. Ein solcher Zement stand mir jedoch nicht zur Verfügung.

[2]) Graf, Der Aufbau des Mörtels im Beton.

Alle Rechte vorbehalten.

Kosten der Untergrundbahnen.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Günthel**, Berlin-Zehlendorf.

In Berlin und in Hamburg herrscht eine rege Bautätigkeit für die Erweiterung der bestehenden Untergrundbahnen. Andere deutsche Großstäde planen Schnellbahnnetze, die vorausschauend den Bebauungsplan so gestalten sollen, daß dem Bau eines zukünftigen Schnellbahnnetzes in den Außenbezirken keine Hindernisse entgegenstehen, die die Durchführung erschweren und die Anlagekosten verteuern. Die Kostenanschläge für diese Schnellbahnnetze sind meist auf Grund von Durchschnittskosten der Berliner Untergrundbahn aufgestellt. Zweck der nachstehenden Zeilen ist es, nachzuweisen, daß diese Durchschnittszahlen unter Umständen nicht anwendbar sind.

Zweifellos sind die Kosten für die Berliner Untergrundbahn von Jahr zu Jahr gestiegen, jedoch nicht in gleichem Maße die Herstellungskosten des eigentlichen Tunnelkörpers. Es wäre ein Armutszeugnis für die deutsche Technik, wenn sie es nicht verstanden hätte, in einem Zeitraum von beinahe dreißig Jahren durch Verbesserung der Arbeitsweisen die Gestehungskosten für die Herstellung des Tunnelkörpers herabzusetzen.

Als am Ausgang des vorigen Jahrhunderts die von Siemens & Halske erbaute Berliner Hochbahn auf der Strecke zwischen Nollendorfplatz und Zoologischem Garten als Untergrundbahn ausgeführt werden sollte, sah sich der Ingenieur vor eine neue Aufgabe gestellt. Die Firma Siemens & Halske hatte die Budapester Untergrundbahn ausgeführt, die Berliner Verhältnisse waren jedoch wesentlich andere; das Profil des lichten Raumes war erheblich größer und vor allem tauchte der Berliner Tunnel tief in das Grundwasser ein. Diesen Verhältnissen entsprach der erste ausgeführte Tunnelquerschnitt mit starker Sohle und starken Seitenmauern aus Beton. Die Decke bestand aus I-Trägern mit zwischengespannten Betonkappen und wurde durch Unterzüge und Mittelsäulen abgefangen. Dieser Querschnitt hat bei späteren Ausführungen nur geringe Wandlungen erfahren; die Tunnelseitenwände sind durch Hinzufügen von Eiseneinlagen schwächer gehalten, neuerdings hat man auch die Tunneldecke in Eisenbeton ausgeführt, in Wilmersdorf hat man die Mittelstützen und Unterzüge fortgelassen. Alle diese Maßnahmen haben die Kosten für den Tunnelkörper nur wenig verringert, da die Ersparnisse an Eisen und Beton zum Teil durch die erschwerte Ausführung wettgemacht sind. Eine wesentliche Verminderung der Kosten ist nur bei den Strecken zu verzeichnen, die nicht im Grundwasser liegen; hier entfallen die Kosten für den Einbau, den Betrieb und den Abbau der Grundwasserabsenkungsanlage und die Kosten für die Tunnelsohle. Die Tiefenlage des Grundwasserspiegels unter dem Straßenpflaster beeinflußt die Herstellungskosten für den Tunnelkörper in hohem Maße und muß bei Vergleichen unbedingt berücksichtigt werden; liegt der Grundwasserspiegel unterhalb der Unterkante des Tunnelkörpers, so dürfen bei Aufstellung eines überschläglichen Kostenanschlages die Berliner Durchschnittszahlen nicht herangezogen werden, da im Berliner Netz nur kurze Außenstrecken ohne Sohle ausgeführt werden konnten. Beim ersten Ausbau der Hamburger Untergrundbahnstrecken ist nirgends eine Absenkung des Grundwassers erforderlich gewesen; wo Wasser angetroffen wurde, konnte der Wasserandrang durch offene Wasserhaltung bewältigt werden, oder es handelte sich um verlorenes Tagewasser, das sich in unterirdischen Tonschalen angesammelt hatte und nach Durchschlagen des Randes dieser Schalen in tiefer liegende Sand- und Kiesschichten abfloß. Eine Nordsüdbahn in Köln würde wohl bei bedeutendem Hochwasser im Rhein teilweise ins Grundwasser tauchen, der Tunnel müßte also fast durchgehend mit Sohle ausgeführt werden, ob man sich aber bei der Herstellung des Tunnels zum Einbau einer Grundwasserabsenkungsanlage entschließen würde, bleibt dahingestellt.

Bedeutende Kosten sind durch die Entwicklung der Baugrubeneinfassung erspart worden. Bei der ersten Ausführung rammte man hölzerne Spundwände und bewältigte den Wasserandrang durch offene Wasserhaltung. Bald jedoch machte man sich die Erfahrungen der Versorgung der Städte mit Grundwasser zunutze und legte durch eine dichte Reihe von Brunnen die Baugrube trocken; der bei der Grundwasserversorgung beobachtete nicht allzu steile Abfall der Absenkungskurve war beim Aushub der Tunnelbaugrube eine sehr erwünschte Erscheinung und machte erst die Ausführung der Baugrubeneinfassung mit einzelnen gerammten I-Trägern und zwischenliegender Ausbohlung möglich. Diese Baugrubeneinfassung ist zum ersten Male von Siemens & Halske beim Bau des Tunnels unmittelbar neben der Kaiser-Wilhelm-Gedächtnis-Kirche angewandt worden, und sie ist noch heute bei allen Untergrundbahnbauten in Deutschland üblich. Eine weitere wesentliche Herabsetzung der Kosten ist dadurch erreicht, daß die Rammträger gezogen und mehrfach verwendet werden. Diese Entwicklung der Baugrubeneinfassung beeinflußt die Kosten in günstigem Sinne. Wenn trotzdem in Berlin sich die Durchschnittskosten beim weiteren Ausbau des Netzes erhöht haben, so hat das andere Gründe, auf die weiter unten eingegangen wird.

Einen wesentlichen Kostenanteil für die Erstellung des Tunnelkörpers bilden die Erdarbeiten; gerade hier zeigt ein Vergleich zwischen Berlin und Hamburg, daß die örtlichen Verhältnisse ausschlaggebend sind. Auch die äußersten Verzweigungen des Berliner Netzes sind als Hochbahn, als Untergrundbahn oder als Einschnittbahn ausgeführt. Dammstrecken sind nirgends vorhanden, für die Erdmassen mußten deshalb Ablagerungsflächen weit vor den Toren Berlins gefunden werden. Ganz anders bei dem ersten Ausbau des Hamburger Netzes, wo ausgedehnte Dammstrecken die nutzbringende Verwendung des in den Tunnelbaugruben gewonnenen Bodens ermöglichten. In Berlin mußte der Boden mit Lastfuhrwerk abgefahren werden, in den Außenstrecken war es möglich, den Boden in der Tunnelbaugrube unmittelbar ins Fuhrwerk zu verladen; in der Innenstadt, wo mit Rücksicht auf den Verkehr die Baugrube überdeckt werden mußte, standen nur einzelne Schächte für die Entladung in Lastfuhrwerke zur Verfügung. Nur in Einzelfällen war es möglich, den Boden in geschlossenen Zügen auf eine Kippe zu fahren und ihn in Kähne zu verkippen. In Hamburg wurde von Anfang an der Boden in ganzen Zügen auf eine Kippe gefahren, in Schuten verstürzt und nach einem Wassertransport durch Elevatoren wieder in Arbeitszüge verladen und in Dämme eingebaut; zum Teil war es sogar möglich, den Boden aus der Tunnelgrube unmittelbar in die Dämme zu verfahren. Erdabfuhr mit Fuhrwerk war nur in beschränktem Umfange erforderlich. Aber in Berlin wie in Hamburg wurde bisher der Boden durch Handschacht gelöst, bis neuerdings in Hamburg bei der Erweiterung des Netzes, beim Bau der Untergrundbahn durch die Rothenbaumchaussee ein neues Verfahren durch die Hamburger Hochbahn A.-G. ausgebildet wurde, bei dem der Boden durch Greifer ausgehoben und der Boden über Förderbänder unmittelbar in große Kipper entladen wird und auf bestehenden und neu angelegten Straßenbahngleisen durch elektrische Zugorgane nach den Entladestellen außerhalb der Stadt verfahren wird[1]). Mit Handschacht wird alsdann lediglich die Tunnelsohle eingeebnet. Durch diese Bauweise werden die Kosten für die Erdarbeiten erheblich herabgesetzt; in der Rothenbaumchaussee stellten sich ohne Geräteabschreibung und ohne Gleisverlegungskosten die Kosten für Lösen, Laden, Verfahren und Entladen auf rd. 1 R.-M. für 1 m³ gegen 5 R.-M. Durchschnittskosten in Berlin; und wenn auch in Hamburg das Verfahren dadurch begünstigt wird, daß die Hamburger Hochbahn A.-G. ein gemischtwirtschaftliches Unternehmen ist, das gleichzeitig die Hochbahn, die Straßenbahn und die Alsterschiffahrt betreibt, so dürfte diese Bauweise für die Großstädte, die für ein Schnellbahnnetz reif sind, vorbildlich sein, da die Straßenbahnen fast durchweg von den Städten betrieben werden und diese sich voraussichtlich einen maßgebenden Einfluß auf den Bau und den Betrieb ihres Schnellbahnnetzes sichern werden.

Alle obengenannten Umstände tragen zu einer Verminderung der Baukosten für den Tunnelkörper bei. Wenn trotzdem die Durchschnittskosten in Berlin ständig gewachsen sind, so ist das durch die Linienführung begründet. Die erste Untergrundbahn und die ersten Erweiterungen lagen in breiten Straßen, die meist mit einer Mittelpromenade versehen waren; zum Teil führten diese Erweiterungen sogar durch unbebautes Gelände; die Leitungsnetze, insbesondere die tiefliegenden Entwässerungsleitungen, wurden nur wenig berührt, höchstens gekreuzt. Diese günstigen Verhältnisse änderten sich grundlegend, als die Untergrundbahn durch die Innenstadt gebaut wurde und gebaut werden mußte; denn der Fehler, der beim Bau der Wiener Stadtbahn gemacht wurde und der eine Durchquerung der Innenstadt und das Erfassen der Verkehrsschwerpunkte ängstlich vermied, durfte nicht zum zweiten Male gemacht werden. Wenn auch die Friedrichstadt verhältnismäßig breite Straßen hat, so liegen doch die Siele in der Mitte der Straßen und diese Entwässerungsleitungen mußten fast durchweg verlegt werden, zumal früher angestrebt wurde, die Haltestellen möglichst dicht unter die Straßendecke zu legen. Dazu kamen vielfach Häuserunterfangungen und einige Kreuzungen von Wasserläufen, die die Gesamtkosten wesentlich erhöhten. Die Kosten für die 2,3 km lange Strecke Potsdamer Platz—Spittelmarkt betragen 21 Mill. Mark, darin sind die Kosten für die Leitungsverlegung mit rd. 2,5 Mill. Mark und die Kosten für den Grunderwerb mit rd. 3 Mill. Mark enthalten. Diese als Nebenkosten auftretenden, von der Örtlichkeit abhängigen Kosten betragen also über $^1/_4$ der Gesamtkosten. Dazu kommt noch, daß der starke Verkehr in der Innenstadt die Abdeckung der Tunnelbaugrube in ganzen Straßenzügen und damit eine wesentliche Erhöhung der Gesamtkosten nötig machte. Wenn also die für das Untergrundbahnnetz Berlins berechneten Durchschnittszahlen dazu benutzt werden, die Bauwürdigkeit eines Untergrundbahnnetzes in einer anderen deutschen Großstadt zu prüfen, so ist dieses Verfahren unrichtig; denn die Nebenkosten dürfen nicht in voller Höhe auf das Konto „Untergrundbahnbau“ geschrieben werden, da sehr oft zugleich Verbesserungen der Vorflutverhältnisse der Entwässerungsleitungen, bessere Straßenbefestigung, zweckmäßige und verkehrsregelnde Aufteilung der Straßenfläche von diesen Kosten bestritten werden.

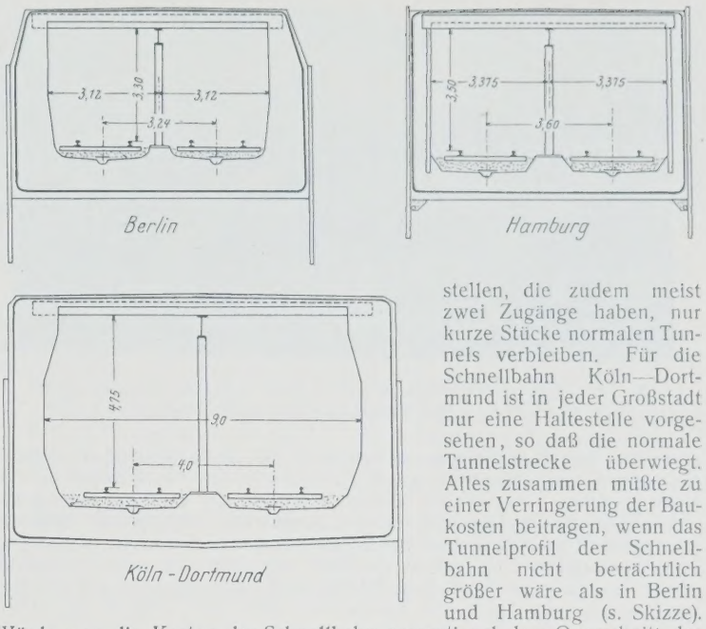
Im Jahre 1914 waren in Berlin von der Hochbahngesellschaft hergestellt 24,3 km Untergrundbahnstrecken mit 97,4 Mill. Mark Gesamtkosten, die Linie Potsdamer Platz—Alexanderplatz von 4 km Länge hat allein 40 Mill. Mark gekostet; berechnet man den Durchschnitt für das ganze Netz, so ergeben sich rd. 4 Mill. Mark/km. Berücksichtigt man die örtlichen Verhältnisse und scheidet die 4 km lange Strecke in der Innenstadt aus, so ergeben sich die Durchschnittskosten für die verbleibenden 20,3 km mit 57,4 Mill. Mark Gesamtkosten zu rd. 2,83 Mill. Mark/km. In Hamburg hat man das klar erkannt und die Kosten für die Erstellung des Schnellbahnnetzes von vornherein getrennt in die Kosten für den eigentlichen Bahnbau, dessen Ausführung man den Firmen Siemens & Halske A.-G. und der Allgemeinen Elektrizitäts-Gesellschaft übertrug, und in die Kosten für den Grunderwerb und die Leitungsverlegungen, die von den zuständigen Behörden der Freien und Hansestadt Hamburg ausgeführt wurden. Mit dem Bau der Schnellbahn wurde zugleich die große Durch-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 25, S. 365; B. Siebert, Neues Bauverfahren bei der Untergrundbahn in Hamburg. — Ferner Stein, V. D. I.-Nachrichten 1927.

bruchstraße vom Rathausplatz nach dem Hauptbahnhof und die Sanierung des Gängeviertels um den Barkhof durchgeführt, uud es ist klar, daß jedenfalls diese Kosten nicht auf das Konto der Schnellbahn geschrieben werden durften. Die Kosten für den Grunderwerb und die Leitungsverlegungen, Straßenpflasterungen usw. betrugen in Hamburg fast die Hälfte der Kosten für den Bau des Schnellbahnnetzes. Das Hamburger Verfahren der Trennung der Kosten schafft Klarheit, da die Schwierigkeiten der örtlichen Verhältnisse erfaßt werden. Die Baukosten des Stammnetzes der Hamburger Hochbahn haben noch nicht 50 Mill. Mark betragen, die Nebenkosten rd. 25 Mill. Mark, die durch Verkauf der verbleibenden Grundstücke fast ganz wieder hereingeholt wurden; ermittelt man also die Durchschnittskosten für 1 km der 28 km langen Hamburger Hochbahn aus der Summe der Baukosten und Nebenkosten zu rd. 2,7 Mill Mark, so gibt das ein falsches Bild, da die Nebenkosten gedeckt sind; tatsächlich errechnen sich die Durchschnittskosten zu rd. 1,8 Mill. Mark/km. Diese Durchschnittszahlen dürfen jedoch keinesfalls als Vergleichszahlen für Schnellbahnentwürfe anderer Großstädte dienen, da von den rd. 28 km des Hamburger Netzes nur 7,92 km als Untergrundbahn erbaut sind, bei einem Kostenaufwande von rd. 18,3 Mill. Mark, so daß sich die Durchschnittskosten für 1 km Untergrundbahn zu rd. 2,3 Mill. R.-M. ergeben. Die Ermittlung von Durchschnittskosten zum Vergleich mit Berlin gibt daher ein falsches Bild schon in dem Falle, wenn ausgeführte Anlagen, deren Kosten bekannt sind, verglichen werden; in noch weit höherem Maße sind Vergleiche zwischen ausgeführten Anlagen und Entwürfen nicht am Platze. Als Beispiel nehmen wir Köln.

Bei Betrachtung des Stadtplanes springen sofort zwei Linien in die Augen, die das Gerippe für ein zukünftiges Schnellbahnnetz bilden werden, eine Nordsüdlinie und eine Westostlinie, die sich am Heumarkt kreuzen. Die Durchführung der Nordsüdlinie ist erst möglich, wenn die Entlastungsstraße für die Hohe Straße geschaffen ist; diese Entlastungsstraße ist aber nicht durch den Bau der Untergrundbahn bedingt, darf daher nicht mit den sehr erheblichen Kosten dieser Straße belastet werden. Die Westostlinie kreuzt den Rhein; mit Rücksicht auf das Städtebild kommt nur ein Tunnel in Frage. Die Kosten dieses einen Bauwerks belasten das Untergrundbahnkreuz wesentlich; der Tunnel kostet mindestens 10 Mill. R.-M. Bei einer Länge des Kreuzes von 10 km erhöht sich daher der Durchschnittspreis für 1 km Untergrundbahn um 1 Mill. R.-M.

Zum Schluß noch einige Bemerkungen zu dem bekannten Plane der Rheinisch-Westfälischen Schnellbahn Köln—Dortmund. Über dieses Bauvorhaben ist im vergangenen Jahre in der Fach- und Tagespresse heftig hin- und hergestritten worden. Im Rahmen dieses Aufsatzes interessieren nur die Baukosten, die von der Studiengesellschaft für die Rheinisch-Westfälische Schnellbahn auf Grund durchgearbeiteter Entwürfe für jedes einzelne Bauwerk ermittelt worden sind. Auch in diesem Streit ist die Berliner Untergrundbahn zum Vergleich herangezogen worden, obwohl die Schnellbahn Köln—Dortmund ganz anders geartet ist. Wie bereits bemerkt, hat das Schnellbahnnetz Berlin nur wenige kurze Einschnittsstrecken und gar keine Dammstrecken, während die Schnellbahn Köln—Dortmund eine gewöhnliche Eisenbahn mit abwechselnden Damm- und Einschnittstrecken ist und sich von einer normalen Bahn nur dadurch unterscheidet, daß die Einschnittstrecken in den Großstädten überdeckt, d. h. als Tunnel auszuführen sind. Der Vergleich mit der Hamburger Hochbahn hätte daher viel näher gelegen. Ferner sind die Haltestellen in Berlin zwischen Potsdamer Platz und Alexanderplatz durchschnittlich nur 500 m bis herab zu 380 m entfernt, so daß bei der Länge der Haltestellen, die zudem meist zwei Zugänge haben, nur kurze Stücke normalen Tunnels verbleiben. Für die Schnellbahn Köln—Dortmund ist in jeder Großstadt nur eine Haltestelle vorgesehen, so daß die normale Tunnelstrecke überwiegt. Alles zusammen müßte zu einer Verringerung der Baukosten beitragen, wenn das Tunnelprofil der Schnellbahn nicht beträchtlich größer wäre als in Berlin und Hamburg (s. Skizze).



Würde man die Kosten der Schnellbahn proportional dem Querschnitt des durchfahrenen Erdreichs ermitteln unter Zugrundelegung von Berliner Durchschnittspreisen, so ist dieses Verfahren in mehrfacher Hinsicht mangelhaft. Erstens können die Durchschnittspreise einer Überlandschnellbahn nicht nach denen einer Stadtschnellbahn bemessen werden, siehe die oben angeführten Vergleichszahlen zwischen Berlin und Hamburg. Zweitens sind, wie früher ausgeführt, die Kosten für die Erdarbeiten ständig gesunken. Der große lichte Raum der Schnellbahn Köln—Dortmund gestattet die Verwendung von Löffelbaggern besonderer Bauart, so daß bei den Erdarbeiten der Handschacht fast vollständig ausgeschaltet ist und die Züge im Tunnel beladen und die gewonnenen Bodenmassen in die anschließenden Dämme eingebaut werden können. Die Kosten der Hamburger Bauweise werden bei diesem Verfahren jedenfalls noch etwas unterschritten. Drittens: Die Kosten für die Tunneldichtung wachsen linear. Viertens: Die Kosten für die Deckenträger wachsen gleichfalls linear. Die Momente verhalten sich zwar wie die Quadrate der Stützweiten, die Gewichte der Deckenträger jedoch wie die Stützweiten (gültig für den Unterschied der Breiten in den verglichenen Tunneln), außerdem sind jetzt höhere Beanspruchungen der Träger zulässig. Diese vier Punkte müßte man selbst bei einem groben Überschlag der Kosten berücksichtigen und anderseits der Verteuerung der Baugrubeneinfassung infolge der schwereren Rammträger Rechnung tragen.

Bei allen derartigen Bahnen, seien es Stadtschnellbahnen oder Überlandschnellbahnen, sind die Verhältnisse von Grund aus so verschieden, daß ohne genaue Kenntnis der Örtlichkeit die richtige Beurteilung eines Entwurfs nicht möglich erscheint.

Vermischtes.

31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung aus Heft 17; die Abbildung in Heft 17, S. 237, zeigt den monolytischen Eisenbetonschornstein für die städt. Elektrizitäts- u. Gaswerke Kiel-Wik). 4. „Einige neuere Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken" wurden von Dr.-Ing. W. Nakonz durch Lichtbilder erläutert.[3]) Es handelte sich um die Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau A.-G. auf Grube Eva-Renata und Marga (Abb. 2), die Brücke über die Unterhäupter der Schachtschleusen Anderten bei Hannover, die Unterführung der Wiesenstraße und der Kleinbahn C. P. O. Stettin—Pommerenzdorf, die Donaubrücken bei Offingen und Thalfingen und die Weserbrücke bei Vlotho (Abb. 3).[4])

5. Den Schluß des ersten Tages bildete der Vortrag von Dipl.-Ing. Finsterwalder (an Stelle von Herrn Dischinger) über die

„Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe unter besonderer Berücksichtigung der Großmarkthalle in Frankfurt a. M."[5])

Anschließend an die auf der Tagung des Deutschen Beton-Vereins im Jahre 1925 gemachten Mitteilungen über „Fortschritte im Bau von Massivkuppeln"[6]) gab der Vortragende einen Überblick über die Entstehung der einfach gekrümmten Schalengewölbe aus den doppelt gekrümmten Schalen der Kuppelgewölbe. An Hand zahlreicher Lichtbilder wurden die Entwicklung dieser Bauform und die wesentlichsten Ausführungen, wie die 40/35 m große Halle auf der Düsseldorfer Ausstellung 1926 (elliptischer Querschnitt, 5 cm Schalenstärke), die Großmarkthalle Frankfurt a. M. (14 m Spannweite, 6 m Höhe, 7 cm Stärke der kreissegmentförmigen Tonnen-

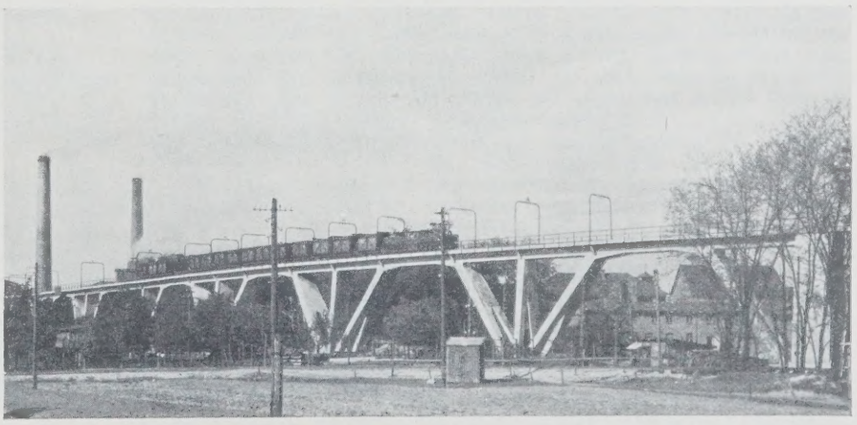


Abb. 2. Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau A.-G. auf Grube Eva-Renata. Ausführung: Beton- und Monierbau A.-G.

[3]) Eingehende Ausführungen hierüber werden demnächst in der „Bautechnik" veröffentlicht.

[4]) Vergl. „Beton u. Eisen" 1928, Heft 8.

[5]) Vergl. auch Kleinlogel: Die Schalengewölbe der Großmarkthalle Frankfurt a. M. in „Beton u. Eisen" 1928, Heft 1 u. 2.

[6]) Vergl. „Beton u. Eisen" 1925, Heft 5, S. 91 und „Handbuch für Eisenbetonbau", 3. Aufl., XII. Bd., 2. Kap. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1928.

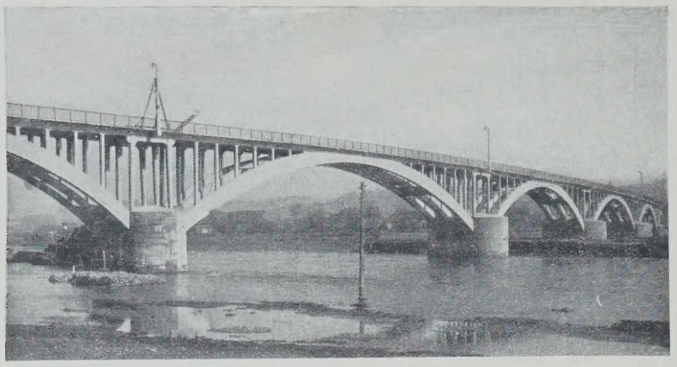


Abb. 3. Brücke über die Weser bei Vlotho. Lichtweite der Stromöffnung 60,96 m. Ausführung: Beton- und Monierbau A.-G.

gewölbe), das Elektrizitätswerk Frankfurt a. M., die Flugzeughalle Kowno besprochen und dabei eine kurze Erläuterung der theoretischen Grundlagen gegeben. Den Schluß bildeten Hinweise auf die Verwendung der Zeiss-Dywidag-Gewölbe für Kuppelbauten mit vieleckigem Grundriß (Dresdener Planetarium 4 cm Schalenstärke) und auf den in Ausführung begriffenen größten Kuppelbau der Welt, die Großmarkthalle in Leipzig.

6. Am 28. März eröffnete die Vortragsreihe Regierungs-Baurat Dr.-Ing. Petzel, Harburg, mit:

„Bau der Umschlagsanlage für das Deutsche Kali-Syndikat im erweiterten Seehafen von Harburg-Wilhelmsburg".

Der preußische Hafen Harburg-Wilhelmsburg hat seit der 1908 begonnenen Köhlbrandvertiefung eine bedeutende Entwicklung genommen; gegen 1913 beträgt der Verkehrszuwachs rd. 70 %. Mit den hierzu nötigen Erweiterungsbauten zwischen Süderelbe, Rethe und Reiherstieg hat die im Januar 1928 in Betrieb genommene Umschlagsanlage für das Deutsche Kali-Syndikat den Anfang gemacht. Von der deutschen Kaliausfuhr von 800 000 t gingen 1927 rd. 500 000 t über Hamburg. Während bisher die stark hygroskopischen Kalisalze, die sich auf dem Seetransport zu festen Massen zusammenballten, bei ihrer Ankunft mit Spitzhacke und Dynamit gelockert werden mußten, ist hier zum erstenmal versucht worden, diese Schwierigkeiten zu beseitigen durch Beförderung und Lagerung in dichten, gegen Feuchtigkeit geschützten Räumen und durch die Heizung aller Einrichtungen, namentlich der Förderkanäle. Die Anlage besteht aus einer

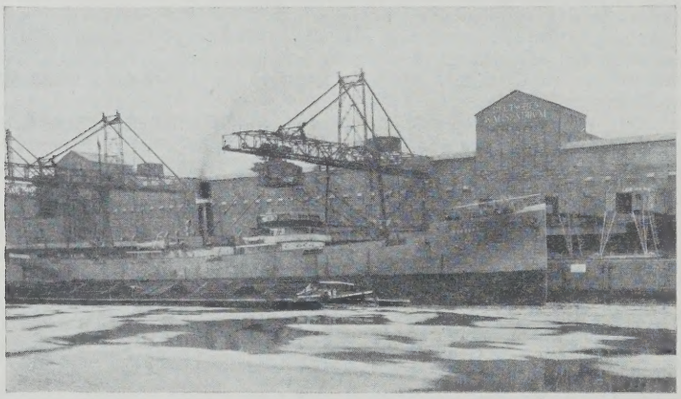


Abb. 4. Ansicht der Kali-Umschlaganlage an der Rethe.

auf hölzernem Pfahlrost stehenden Ufermauer für zwei große Seedampfer und aus den in 25 m Abstand dahinter angeordneten Lagerschuppen von rd. 100 000 t Fassungsvermögen. Zwischen Kaje und Schuppen sind für den Umschlagsbetrieb drei große Greiferbrücken und vier kleine Bandbrücken angeordnet (Abb. 4). Die Schuppen haben eine Gesamtlänge von 228 m und eine Breite von 64 m. Sie sind in sechs Räume eingeteilt, um die verschiedenen Salzsorten getrennt lagern zu können. Zwischen die Doppelschuppen sind in symmetrischer Anordnung zwei Verladestationen eingeschaltet, die als Speicher für gesacktes Gut dienen und hauptsächlich die Förderanlagen enthalten. Für die Bewegung des Gutes ist ein rd. 6 km langes Förderbandsystem mit 71 Motoren eingerichtet. Die Anlage vermag 400 t loses oder gesacktes Gut in der Stunde zu den Seeschiffen zu bringen. Bei der Ausspeicherung des Gutes aus den Schuppen treten sieben Kratzer in Tätigkeit, die das Salz von den hohen Kalibergen abstreifen und auf die in den Kratzerkanälen laufenden Gurtbänder werfen (Abb. 5). Die Schuppen und Verladestationen sind auf rd. 3400 Eisenbetonpfählen gegründet

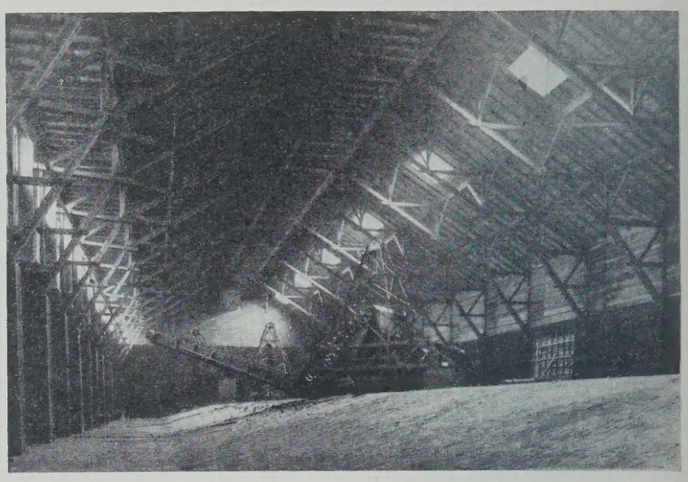


Abb. 5. Innenansicht eines Mittelschuppens mit zwei Kratzern.

die zum Schutze gegen Moorwässer einen Inertolanstrich erhielten. Auch die von den Kalisalzen berührten Betonteile wurden mit einem Inertolschutzanstrich versehen. In ihrem unteren Teile bestehen die Gebäude aus Eisenbeton mit Dehnungsfugen alle 28 bis 35 m, die Dächer und Obergeschosse sind in Holz ausgeführt. Die Bauzeit betrug nur $1^1/_2$ Jahre. Der Entwurf stammt vom Wasserbauamt Harburg, die Architektur bearbeitete Hermann Muthesius.

7. Besondere Beachtung wurde dem Vortrage von Professor H. Spangenberg, München, entgegengebracht, der mit Recht zu unseren repräsentativsten Technikern zählt. Mit der bekannten Meisterschaft sprach Spangenberg, dessen gemeinsam mit der Fa. Heinrich Butzer und Architekt Fritz Fuß in Köln aufgestellter Entwurf „Um 1930" an erster Stelle angekauft wurde (Eisenbeton-Kastenrippen mit schlaffer Bewehrung, Abb. 6), über

„Das Ergebnis des engeren Wettbewerbes für eine Straßenbrücke über die Mosel in Koblenz".

Die zunehmenden Anforderungen des Straßenverkehrs veranlaßten die Stadt Koblenz im Sommer 1927 zur Veranstaltung eines engeren Wettbewerbes für eine zweite feste Straßenbrücke über die Mosel von 850 m Gesamtlänge, zu dem 8 Eisenbaufirmen und 6 Betonbaufirmen eingeladen waren.[7]) Allerdings waren die Bedingungen, unter denen dieser Wettbewerb veranstaltet wurde, kein Ruhmesblatt im deutschen Wettbewerbswesen. Weder die Zusammensetzung des Preisgerichtes (neben 6 Bauingenieuren und 2 Architekten waren 6 Laien aufgestellt, ein Vertreter des Eisenbetonbaues wurde auf die Vorstellungen des Deutschen Beton-Vereins hin erst nachträglich hinzugezogen!), noch die Höhe der ausgesetzten Vergütungen entsprachen den verlangten Leistungen, was um so schärfer zu verurteilen ist, als schon anläßlich des Kölner Wettbewerbes auf die Auswüchse unseres Wettbewerbswesens hingewiesen werden mußte. Dazu kommt noch, daß im gegenwärtigen Zeitpunkte wenig Aussicht auf Ausführung der Koblenzer Moselbrücke besteht, so daß eine Unsumme wertvollster technisch-wissenschaftlicher und künstlerischer Arbeit nutzlos vertan wurde. Die Firmen des deutschen Eisenbauverbandes hatten daher auch eine Beteiligung an dem Wettbewerb abgelehnt. Der Vortragende behandelte sodann die in diesem Wettbewerb dem deutschen Wölbbrückenbau gestellten Probleme[8]) in erschöpfender Weise, wobei die von 12 Bewerbern eingereichten 15 Lösungen in 3 Gruppen gegliedert wurden:

1. Volle Tonnengewölbe mit einem mittleren Baukostenwert von $K_m = 5{,}62$ Mill. R.-M. (3 Entwürfe). In diese Gruppe gehört auch der vom Preisgericht zur Ausführung empfohlene Entwurf der Fa. Grün & Bilfinger A.-G. und Baudirektor Abel in Köln (Abb. 7).

2. Aufgelöste Bogenkonstruktionen in Eisenbeton unter Verwendung von Lehrgerüsten mit $K_m = 3{,}85$ Mill. R.-M. (6 Entwürfe).

[7]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 8. Prof. Kayser, Darmstadt, wird demnächst den Wettbewerb in „Beton u. Eisen" besprechen.

[8]) Vergl. auch Spangenberg: „Über einige grundsätzliche Fragen bei der Konstruktion gewölbter Brücken". „Die Bautechnik" 1927, Heft 25 u. 26.

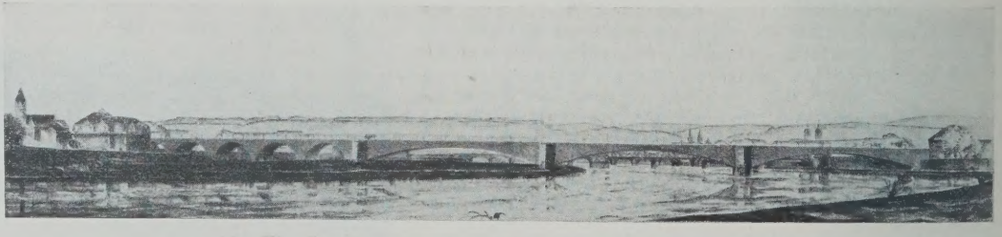


Abb. 6. Entwurf der Fa. Heinrich Butzer (Köln-Dortmund) und Professor Spangenberg (München) in Verbindung mit dem Architekten Fritz Fuß in Köln. An erster Stelle zum Ankauf empfohlen.

3. Rippenbogen mit steifer Bewehrung, also ohne Lehrgerüste, mit $K_m = 5{,}15$ Mill. R.-M. (6 Entwürfe).

Da für die eigentliche Strombrücke zwei Öffnungen von je 115 m und eine Öffnung von 107 m Lichtweite vorgeschrieben war, so ergaben sich mit Rücksicht auf die Höhenlage und die Steigungsverhältnisse des Straßenzuges für die drei Strombogen Pfeilverhältnisse unter 1 : 10. Damit mußten die Kühnheitszahlen $k = \frac{l^2}{f}$ dieser Bogen die bis jetzt bei Eisenbetonbogenbrücken erreichten Höchstwerte von $k = 1000$ (bei der Tiberbrücke in Rom, 1911) und $k = 1007$ (bei der Rhônebrücke bei Yenne, 1916) nicht unerheblich überschreiten ($k_m = 1200$, $k_{max} = 1385$[9]). Erschwert wurde die Lösung noch durch die zahlreichen Versorgungsleitungen, die auf der Brücke unterzubringen waren, sowie durch die Forderung, daß außer dem ersten Ausbauzustande der Brücke mit 18 m Gesamtbreite auch eine spätere Verbreiterung um 6 m zu entwerfen war. Sämtliche Entwürfe sahen Dreigelenkbogen mit Stahlgelenken vor, nur ein Entwurf verwendete den Eingelenkbogen. Der hohe Ernst der Auffassung, der aus dem Vortrage herauszuhören war, bestärkte die Zuhörer in dem Bewußtsein, daß der deutsche Wölbbrückenbau einer solchen Aufgabe in technischer und künstlerischer Hinsicht vollauf gewachsen ist. (Fortsetzung folgt.)

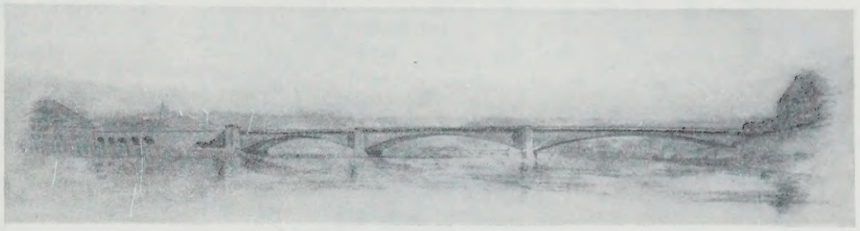


Abb. 7. Entwurf der Fa. Grün & Bilfinger A.-G. (Mannheim) mit Architekt Abel (Köln). Zur Ausführung empfohlen.

Änderungen des Normblattes DIN 1025, Bl. 2. Das Wagenbau-I-Eisen: IW 100/85 (Rungeneisen) ist für den Wohnungsstahlskelettbau als geeignet anerkannt worden. Bei der Nachprüfung der statischen Profilwerte dieses Profils haben sich einige Ungenauigkeiten ergeben. Die genauen Werte sind: $G = 16{,}4$ kg/m (statt 16,3 kg/m), $Jy = 75{,}1$ cm^4 (statt 89,7 cm^4), $Wy = 17{,}7$ cm^3 (statt 21,1 cm^3), $iy = 1{,}90$ cm (statt 2,08 cm), $k = 5{,}78$ (statt 4,80).

Die Gebührenordnung (G. O.) für Abschätzung industrieller Betriebseinrichtungen ist mit dem Datum des 1. Januar 1928 in neuer Fassung erschienen und damit die G. O. vom 10. November 1925 außer Kraft gesetzt. Die Neufassung unterscheidet sich von der bisherigen dadurch, daß statt einer einzigen Gruppe nunmehr drei Gruppen von Anlagen (geteilt nach der Schwierigkeit der Abschätzung) vorgesehen sind. Die wichtigsten Betriebe, die diesen drei Gruppen zugeteilt sind, werden in der G. O. einzeln aufgeführt. Die Gebühren sind in Reichsmark für den Neubeschaffungswert zur Zeit der Abschätzung (wie bisher) angegeben, und zwar in 22 Stufen von 50 000 R.-M. bis 10 000 000 R.-M. Die Gebühren der einfachsten Stufe 1 entsprechen den bisherigen Gebühren, für die beiden schwierigeren Stufen steigen sie entsprechend höher. Die übrigen Bestimmungen entsprechen im wesentlichen den bisherigen. Im übrigen ist für Leistungen nach der Zeit, etwaige Reisen usw. sinngemäß die G. O. der Ingenieure (zurzeit vom 1. Juli 1927) anzuwenden.

Die Neufassung ist vom Verlage Julius Springer, Berlin W 9, Linkstraße 23/24, zum Preise von 30 Pf. das Stück zu beziehen.

Änderung der Begriffserklärung von Hochofenzement. Auf Grund der mit den Fachverbänden der deutschen Zementindustrie gepflogenen Verhandlungen hat der Reichsverkehrsminister folgender geänderten Fassung der Deutschen Normen für einheitliche Lieferung und Prüfung von Hochofenzement, Abschnitt I, Begriffserklärung von Hochofenzement, zugestimmt:

„Hochofenzement ist ein hydraulisches Bindemittel, das bei einem Gehalt von 15 bis 69 % Gewichtsteilen Portlandzement aus basischer Hochofenschlacke besteht, die durch schnelle Abkühlung der feuerflüssigen Masse gekörnt ist. Hochofenschlacke und Portlandzement werden miteinander fein gemahlen und innig gemischt.

Zur Herstellung von Hochofenzementen dürfen nur beim Eisenhochofenbetrieb gewonnene Schlacken von folgender Zusammensetzung verwendet werden: $\frac{CaO + MgO + \frac{1}{3} Al_2O_3}{SiO_2 + \frac{2}{3} Al_2O_3} > 1.$

Die Hochofenschlacke darf nicht mehr als 5 % Mn O enthalten. Der beigemischte Portlandzement wird gemäß der Begriffserklärung der Normen für Portlandzement hergestellt.

Zusätze zu besonderen Zwecken, namentlich zur Regelung der Abbindezeit, sind in Höhe von 3 % des Gesamtgewichts begrenzt, um die Möglichkeit von Zusätzen lediglich zur Gewichtsvermehrung auszuschließen.

Der Hochofenzement der Vereinswerke steht unter der regelmäßigen Kontrolle des Vereins Deutscher Hochofenzement-Werke, dessen Mitglieder sich gegenseitig verpflichtet haben, den Hochofenzement genau nach der vorstehenden Begriffserklärung und den folgenden Bedingungen herzustellen."

Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms. Der großstädtische Straßenverkehr schädigt die Bewohner empfindlich durch seinen Lärm. Mit Hilfe des Schallmessers von Barkhausen ist es möglich, die Stärke der einzelnen Schallquellen zu bestimmen. Eine solche Bestimmung ist auch schon durch unmittelbare Beobachtung möglich. Danach wäre die Aufgabe zu stellen, die stärksten und störendsten Lärmquellen zu ermitteln und Vorschläge zu machen, wie man sie zweckmäßig dämpfen kann. Als Beispiele seien folgende Geräusche genannt: Lärm der Straßenbahnwagen infolge Erschütterung der Wagen, desgl. infolge Radreibung in Gleiskrümmungen; Kraftomnibusse, Erschütterung des Wagens; Kraftomnibusse und Kraftwagen, Lärm durch ungenau arbeitende Motor- und Getriebeteile; Krafträder, Auspuff und Getriebe; Kraftfahrzeuge, Warnungssignale; Müllabfuhrwagen, Umstürzen der Müllkasten; Straßenhändler, insbesondere Zeitungshändler, Ausschreien der Ware.

Bewerbungen sind bis zum 1. Dezember 1928 in deutscher Sprache mit einem Kennwort einzureichen an das Kuratorium der Zusatz-Stiftung zu Zeitlers Studienhaus-Stiftung, La. Stift. II Zeitler, Berlin C 2, Poststr. 16, Zimmer 24. Die Anschrift des Absenders ist in geschlossenem Umschlage mit gleichem Kennwort beizufügen. Als Preis sind 800 R.-M. ausgesetzt.

Das Mississippi-Hochwasser und seine Bekämpfung. Das Hochwasser des Mississippi im Jahre 1927 hatte einen Umfang erreicht, wie er bisher kaum je beobachtet worden ist. Infolge von Dammbrüchen wurden Flächen von zusammen 46 600 km^2 überflutet. Etwa $^3/_4$ Mill. Menschen wurden von dem Hochwasser betroffen, von denen etwa 600 000 dadurch obdachlos wurden. Der Schaden wird auf über 300 Mill. Dollar geschätzt. Am schwersten hatte das untere Mississippital in etwa 1000 km Länge von der Mündung aufwärts zu leiden; die Schäden erstreckten sich hier auf eine Breite von etwa 80 km.

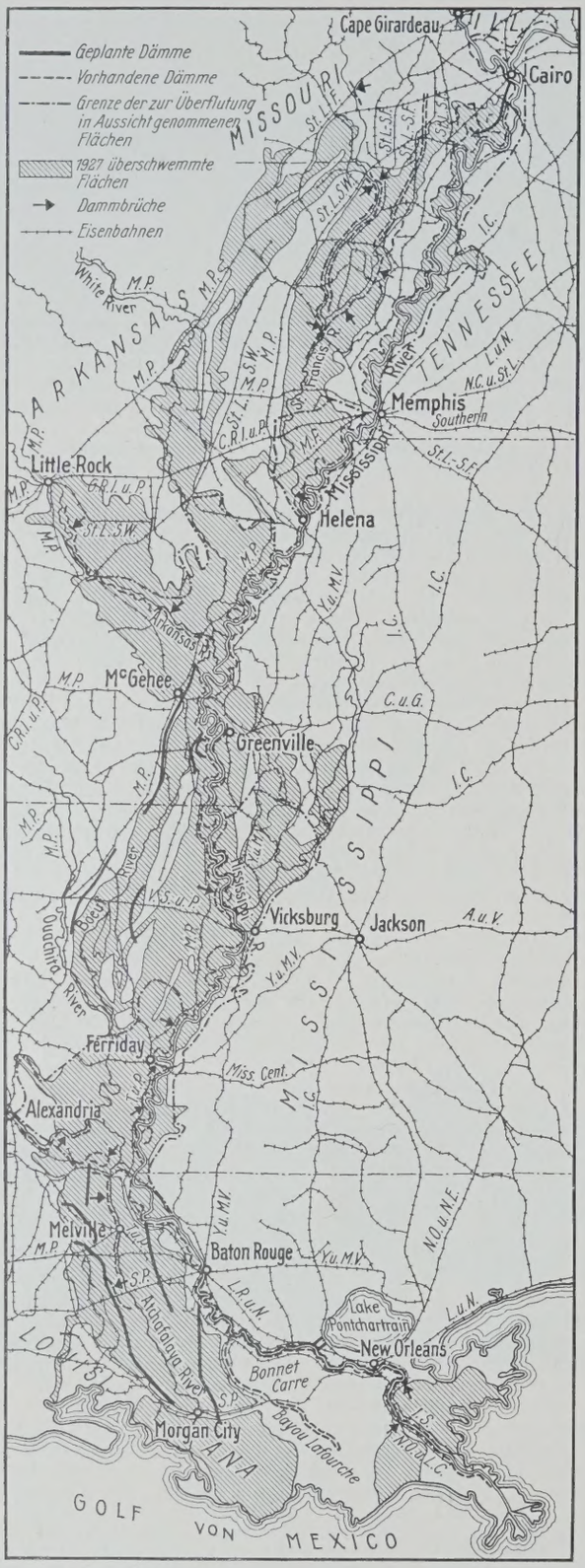
Das Überschwemmungsgebiet (s. den Lageplan) wird von Eisenbahnen in einer Gesamtlänge von etwa 7200 km gekreuzt; von diesen wurden etwa 5000 km so schwer vom Hochwasser getroffen, daß der Betrieb auf ihnen 10 bis 120 Tage eingestellt werden mußte. Anderseits haben sich aber auch die 13 Eisenbahngesellschaften, denen die Strecken im Überschwemmungsgebiet gehören, stark an den Rettungsarbeiten beteiligt, indem sie bei Eintritt des Hochwassers Hilfszüge zur Abförderung der Bevölkerung und ihrer Habe gestellt haben; ferner trugen sie, nachdem das Hochwasser sich verlaufen hatte, eifrig zum Wiederaufbau bei, indem sie die dazu nötigen Baustoffe, Geräte usw. zum großen Teil unentgeltlich anfuhren.

Die Regierung hat durch den Leiter des Ingenieurwesens im Heere, dem der staatliche Wasserbau der Vereinigten Staaten untersteht, Planungen zur Bekämpfung zukünftiger Hochwässer aufstellen lassen. Diese sind dem Präsidenten vorgelegt und von ihm mit der Empfehlung, sie zur Grundlage gesetzgeberischer Maßnahmen zu machen, an den Kongreß weitergeleitet worden. Ihre Durchführung wird, auf zehn Jahre verteilt, gegen 300 Mill. Dollar kosten.

Der Entwurf, nach seinem Verfasser, dem General Jadwin, benannt, geht von dem Gedanken aus, daß die jetzigen Dämme, die den Mississippi eindeichen, nicht erhöht werden können, weil sich schon jetzt gezeigt hat, daß sie eine Bodenbelastung herbeiführen, die hier und da die Grenze des Zulässigen überschreitet. Ihre Höhe genügt für ein Hochwasser, wie es etwa alle fünf Jahre vorkommt; wollte man aber durch sie eine weitergehende Sicherheit schaffen, so müßten sie um etwa 2 bis 4 m erhöht werden. Da das nicht möglich ist, soll das Hochwasser, wenn es eine gewisse Grenze überschreitet, an bestimmten Stellen aus dem eingedeichten Flußbett abgeleitet und durch ein besonderes Hochflutbett dem Golf von Mexiko zugeführt werden. 32 500 m^3/Sek. sollen unterhalb Cairo, wo der Ohio in den Mississippi einmündet, bis in das Mündungsgebiet bei Bonnet Carre im eigentlichen Flußschlauch abfließen; was darüber hinausgeht, soll das Hochflutbett aufnehmen, das durch natürliche Bodenerhöhungen und durch neue Dämme im zweiten Treffen begrenzt werden soll. Gleichzeitig sollen an einigen Stellen, wo die jetzigen Dämme das Flußbett allzusehr einengen, die Dämme zurückgerückt und so der Durchflußquerschnitt zwischen ihnen verbreitert werden, so daß auch an diesen Stellen ein ungehinderter Abfluß der Menge gewährleistet ist, die im eigentlichen Flußschlauch verbleibt. Die vorhandenen Dämme sollen verstärkt und, wo es zulässig und nötig ist, erhöht werden. Auskolkungen sollen beseitigt und die zukünftige Flußsohle soll an solchen Stellen befestigt werden. Das Flußbett soll so ausgebaggert werden, daß auf der 1560 km langen Strecke von Cairo bis New Orleans ein mindestens 91,5 m (300 Fuß) breites und 2,75 m (9 Fuß) tiefes Fahrwasser vorhanden ist.

Von anderer Seite sind ebenfalls Pläne zur Beseitigung der Hochwassergefahr des Mississippi aufgestellt worden; sie werden aber von General Jadwin verworfen, teils weil sie unausführbar sind, teils weil ihr Erfolg unsicher ist, teils weil ihre Ausführung zu kostspielig wäre und zu viel wertvolles Land in Anspruch nähme. So ist vorgeschlagen worden, Rohrleitungen anzulegen, durch die stündlich 10 Mill. m^3 Wasser von Cairo in das Meer gepumpt werden sollen. Ferner liegen Planungen vor, die das ganze Bett des Mississippi durch Baggern vertieft, andere, die es durch Hinausrücken der Dämme verbreitert sehen wollen; wieder andere wollen Seitenkanäle anlegen, und auch die Geradlegung des Stromstrichs, Beseitigung des Pflanzenwuchses und Aufforstung des Niederschlaggebiets werden gefordert. Natürlich müßten manche dieser Maßnahmen mindestens in gewissem Umfange Hand in Hand mit dem Plan von Jadwin ausgeführt werden.

[9]) Die zurzeit bei Augsburg im Bau befindliche Lechbrücke hat ein $k = 915$.



Tal des Mississippi. Hochwasser 1927 und zukünftiger Ausbau.

Zwischen Cape Girardeau oberhalb Cairo und Helena unterhalb dieser Stadt soll das Flußbett so ausgestaltet werden, daß das gewöhnliche Hochwasser nicht über die Ufer tritt. Für außerordentliche Hochwässer soll jedoch ein Überschwemmungsgebiet geschaffen werden, das sich am Mississippi auf 56 km oberhalb Cairo und am Ohio auf 50 km oberhalb des Zusammenflusses der beiden Ströme erstreckt. Cairo kommt auf diese Art bei ungewöhnlichem Hochwasser in einen großen See zu liegen, soll aber vor dem Eindringen des Wassers in die Stadt durch Dämme geschützt werden. Unterhalb Cairo soll das Überschwemmungsgebiet bis Helena reichen und 3 bis 40 km breit sein. Die Eisenbahnen, die dieses ganze Gelände durchschneiden, müßten natürlich, wo sie nicht schon hochwasserfrei sind, so verlegt werden, daß ihre Gleise nicht überflutet werden können. Ihre Dämme müßten so befestigt werden, daß Unterspülungen und sonstige Beschädigungen nach menschlichem Ermessen ausgeschlossen wären, und zahlreiche große Durchlässe müßten einen Ausgleich des Wasserstandes diesseits und jenseits der Dämme ermöglichen.

Weiter unterhalb soll das Hochwasser des Arkansasflusses, der gemeinsam mit dem Weißen Fluß etwas oberhalb Mc Gehee von Westen her in den Mississippi einmündet, am Eintritt in den Hauptwasserlauf gehindert werden, indem es durch eine „Schmelzsicherung“ im Damm in ein Hochwasserbett hinter dem Damm geleitet wird. Auf diesem Wege soll es fließen, bis es sich mit dem Wasser des Roten und des Quachitaflusses vereinigt, die zusammen oberhalb Baton Rouge in den Mississippi münden. Man nimmt an, daß ein solches Hochwasserbett etwa alle zwölf Jahre gefüllt werden wird. Auf dieser Strecke sind teils natürliche Erhebungen des Geländes vorhanden, die das Hochwasserbett begrenzen, teils müssen Dämme angelegt werden. Die Städte Mc Gehee und Arkansas City werden eingedeicht. Auch in diesem Gebiet, das das Bœuf-Becken heißt, liegen einige Eisenbahnstrecken, die den neuen Verhältnissen entsprechend umgebaut werden müssen.

Auf dem Ostufer des Mississippi soll auf diesem Teil seines Laufes ebenfalls Gelände zur Aufnahme des Hochwassers bereitgestellt werden; in dieses Becken sollen der Sunflower- und der Yazoofluß ihr Wasser ergießen. Es wird sich von 65 km oberhalb Vicksburg bis in die Nähe von Baton Rouge erstrecken. Auf dem gegenüberliegenden Westufer beginnt das Flutbecken etwa 25 km nordöstlich von Ferriday, reicht bis in die Stadt Alexandria und bis an die Mündung des Quachitaflusses. Von dem gewaltigen Umfange der Planungen verschafft schon allein die Angabe einen Begriff, daß das zur Überflutung in Aussicht genommene Gelände hier rd. 100 km breit ist.

Der auf dem rechten Ufer des Mississippi herabkommende Hochwasserstrom wird in das Tal des Atchafalayaflusses eingeleitet. Auch dessen Ufer sollen in großer Ausdehnung Hochwasser aufnehmen. Bei mittlerem Hochwasser soll dieser Fluß die ihn begleitenden Dämme nicht überfluten, und das Flutgelände auf seinen beiden Ufern ist so bemessen, daß es nur selten mehr als zur Hälfte in Anspruch genommen werden wird. Geschieht dies aber, so wird dafür gesorgt, daß das Wasser, ohne die Mississippimündung zu berühren, östlich davon selbständig ins Meer fließt.

Die Kosten für den Ausbau des Mississippitals sollen auf die Städte und Staaten im Überschwemmungsgebiet umgelegt werden, und die Eisenbahnen werden davon einen beträchtlichen Anteil zu tragen haben; er wird von der Zeitschrift „Railway Age“ auf 65 bis 75 Mill. Dollar geschätzt. Am schwersten betroffen werden in dieser Beziehung die Gegend von Morgan City am Atchafalayaflusse und von Bonnet Carre auf dem gegenüberliegenden Ufer. Die Umgebung von Morgan City ist voll von Sümpfen und Lagunen. Die Süd-Pacific-Eisenbahn müßte hier ihren Damm erhöhen und ihn auf gegen 30 km Länge mit weiten Öffnungen versehen, um das Hochwasser durchzulassen und so die Gefahr, die die Hochflut mit sich bringt, von sich selbst und ihrer Umgebung abzuwenden. Ähnliche Maßnahmen werden auch andere Eisenbahnen zu treffen haben. Bei Bonnet Carre soll im Damm des Mississippi ein Überfall angelegt werden, über den das Wasser zwischen Dämmen nach dem Pontchartrainsee abgeführt werden soll. Der Wasserlauf von 5 km Breite und 13 km Länge soll 7000 m³ Wasser in d. Sek. aufnehmen. Er wird an beiden Enden und in der Mitte von Eisenbahnen gekreuzt. Ihn für diese zu überbrücken wird 9 bis 10 Mill. Dollar kosten. Zweck dieses Überfalls und Abflusses ist der Schutz der Stadt New Orleans. Wenn dort das Wasser einen gewissen Stand überschreitet, wird das Überfallwehr geöffnet und so lange offen gehalten, bis dieser Stand wieder erreicht wird. Man nimmt an, daß das Wehr alle fünf Jahre ein bis drei Monate lang in Tätigkeit treten wird.

Personalnachrichten.

Preußen. Ernannt sind: zum Oberregierungs- und -baurat der Regierungs- und Baurat Weidner bei der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg.

Versetzt sind: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Oppermann von der Wasserstraßendirektion in Hannover an die Rheinstrombauverwaltung in Koblenz; — der Regierungs- und Baurat (W.) Kurt Lohse vom Wasserbauamt Norden an die Wasserstraßendirektion in Hannover.

Überwiesen ist: der Regierungs- und Baurat (W.) Fähndrich vom Wasserbauamt in Stettin an die Wasserbaudirektion daselbst.

Übertragen ist: dem Regierungsbaurat (W.) Dr.-Ing. Repke in Stettin die Vorstandsstelle beim Wasserbauamt daselbst.

Die Staatsprüfung hat bestanden: der Regierungsbauführer Gerhard Hoefs (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

In den Ruhestand getreten sind: der Oberregierungs- und -baurat (W.) Strauß bei der Wasserbaudirektion in Stettin und der Regierungsbaurat (W.) Aschmoneit, Vorstand des Wasserbauamts in Labiau.

Die Entlassung aus dem Staatsdienst ist dem Regierungsbaumeister (W.) Günther Schulze (beurl.) auf seinen Antrag erteilt worden.

Gestorben: der Wasserbaudirektor i. R. Lindner in Potsdam, früher Wasserbaudirektor der Märkischen Wasserstraßen, und der Regierungs- und Baurat i. R. Oskar Rimek in Charlottenburg, früher Vorstand des Wasserbauamts in Nakel.

INHALT: Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen. — Eine bemerkenswerte Erfahrung bei der Erprobung einer russischen Eisenbahnbrücke. — Untersuchungen über Solidtitzement. — Kosten der Untergrundbahnen. — Vermischtes 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung.) — Änderungen des Normblattes DIN 1025, Bl. 2. — Gebührenordnung (G. O.) für Abschätzung industrieller Betriebseinrichtungen. — Änderung der Begriffserklärung von Hochofenzement. — Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms. — Mississippi-Hochwasser und seine Bekämpfung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 4. Mai 1928 — Heft 19

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Vorderarche in Rathenow.

Von Regierungsbaurat **Carl Schäfer,** Rathenow.

1. Einleitung.

Der seit Jahrhunderten den natürlichen Lauf der unteren Havel in Rathenow zum Zwecke des Betriebes der dortigen Mühlen hemmende Stau wird durch zwei Freiarchen geregelt, die nach ihrer Lage zur Stadt

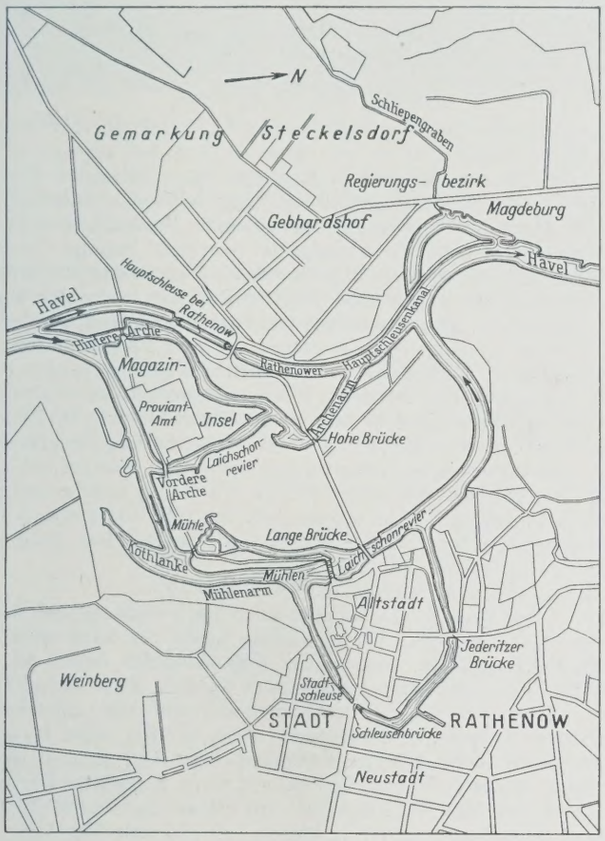


Abb. 1. Lageplan.

als Vorder- und Hinterarche bezeichnet zu werden pflegen (Abb. 1, Lageplan). Ihr Unterwasser umfließt in zwei Armen die mit Speichern und Dienstgebäuden der Heeresverwaltung bestandene, sogenannte Magazin-Insel, um sich danach gemeinsam wieder mit dem des Mühlenarms zu vereinigen. Ein Seitenarm des letzteren ist der die Altstadt umschließende, wahrscheinlich zu Verteidigungszwecken künstlich angelegte Stadtschleusenkanal, am weitesten nach Osten und der Stadt zu gelegen. Ihm gegenüber, im äußersten Westen des Rathenower Gewässernetzes und oberhalb der Freiarchen abzweigend, liegt der in den Jahren 1898/1900 erbaute, mit einer Schleppzugschleuse ausgestattete Hauptschleusenkanal, den die Schiffahrt auf dem Wege Berlin—Hamburg und umgekehrt heute fast ausschließlich noch benutzt.

Die beiden Freiarchen sind in unmittelbarer Verbindung mit den zur Magazin-Insel führenden, der Heeresverwaltung gehörigen Brücken erbaut. Sie haben ihre heutige Gestalt erst in neuerer bezw. neuester Zeit erhalten.

Die Hinterarche, vordem ein Schützenwehr von 13 Öffnungen mit zusammen 22,6 m lichter Durchflußweite, mit hölzernen Griesständern und desgl. Vor- und Abschußboden zwischen steinernen Ufermauern, wurde im Anschluß an die auf Grund des Gesetzes vom 4. August 1904 durchgeführte „Verbesserung der Vorflut- und Schiffahrtverhältnisse in der unteren Havel“ in den Jahren 1914/15 zugleich mit der zugehörigen, hölzernen Brücke umgebaut. Die Bauweise bietet nichts bemerkenswertes, insofern nur Beton und Eisen an die Stelle des Holzes traten. Die Zahl der Öffnungen wurde auf zwölf von je rd. 2,0 m Lichtweite, getrennt durch zwei Eisenbeton-Brückenpfeiler und neun eiserne Griesständer, eingeschränkt und die Fachbaumhöhe im Mittelfelde zwischen den Pfeilern um 35 cm gesenkt, die hydraulische Leistungsfähigkeit also gesteigert. Der Charakter der Hinterarche als Schützenwehr blieb erhalten. Sie ging nach dem Umbau aus Eigentum und Unterhaltungspflicht der Stadt Rathenow im Ablösungswege auf die preußische Wasserbauverwaltung über, die auch für erstere, unter Beteiligung an den Kosten, den Umbau durchgeführt hatte.

Die ebenfalls der Stadt gehörige Vorderarche, an die sich am rechten Ufer das Mühlengerinne einer Möbelfabrik unmittelbar anschließt, war damals in ihrem alten Zustande (Abb. 2, Längs- und Querschnitt) belassen, weil trotz mancherlei Mängel eine unmittelbare Gefahr für ihren Bestand nicht drohte. Sie war, wie die Hinterarche, als Schützenwehr gebaut, hatte zehn Öffnungen von zusammen 21,7 m lichter Durchflußweite, zu denen noch zwei Öffnungen des Mühlengerinnes mit zusammen 4,12 m hinzukommen, einfache hölzerne, an Ketten hängende Schütztafeln, hölzernen Vor- und Abschußboden zwischen steinernen Ufermauern, aber eiserne Griesständer, die wegen ihrer Stellung unterhalb der Brücke gegen entsprechende Holme des Abschußbodens mit gleichfalls eisernen Spreizen abgesteift waren. In dieser Bauart stand die Arche seit dem letzten Umbau, der nach einem teilweisen Durchbruch im Jahre 1885 ausgeführt war, im übrigen in wenig veränderter Gestalt seit dem Jahre 1771, gewissermaßen als Nachfolgerin der früher hier, ein wenig unterhalb, befindlichen und im Jahre 1732 in den Stadtschleusenkanal verlegten Kammerschleuse.

Im Jahre 1905 war die oberhalb der Freiarche von der Stadt zur Magazin-Insel führende Holzbrücke von der Heeresverwaltung als Eigentümerin umgebaut worden. Sie erhielt drei von Blechträgern überspannte Öffnungen. Die Träger stützen sich auf die alten Landpfeiler bezw. zwei Joche von Eisenbetonpfählen, die unter Benutzung von eisernen Bohrrohren durch den Vorboden der Arche geführt sind.

2. Notwendigkeit des Umbaues der Vorderarche.

Bald nach dem Brückenbau zeigten sich an den dem Fachbaum der Arche zunächst stehenden Piähleln tiefere Auskolkungen, die offenbar durch die Querspundwand hindurch Verbindung mit dem Unterwasser erhalten hatten. Allerdings waren schon früher auch an anderen Stellen, z. B. am linken Landpfeiler der Brücke bezw. der an ihn anschließenden Ufermauer, Unterläufigkeiten zu Tage getreten. Diese wurden im Laufe der Jahre stärker und stärker, so daß allmählich der Bestand des Bauwerks gefährdet erschien, zumal auch die Griesständer zum Teil mehr oder weniger stark stromabwärts ausgewichen waren.

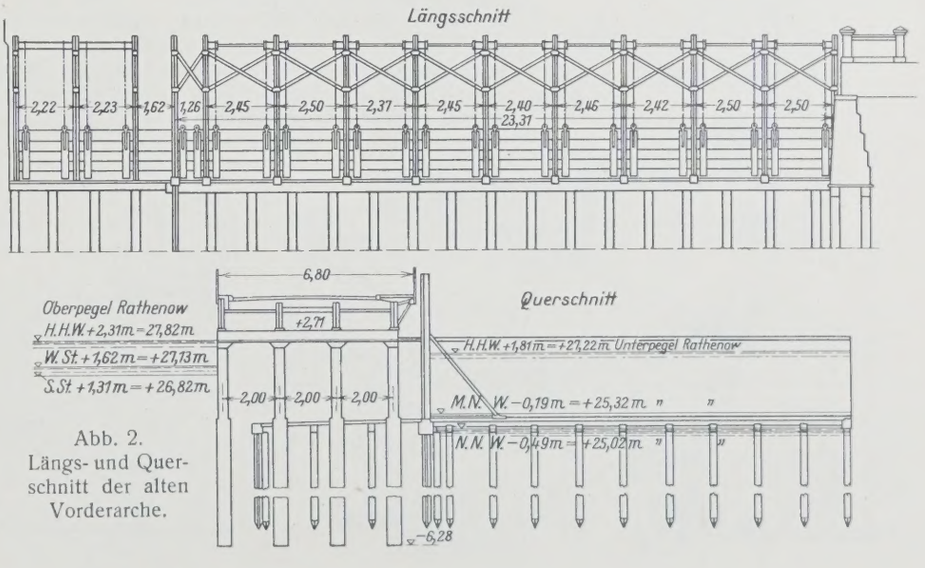


Abb. 2. Längs- und Querschnitt der alten Vorderarche.

Zu diesen bedrohlichen Mängeln an der Arche selbst kamen bedenkliche Unterspülungen des unmittelbar am rechten Sturzbettufer errichteten Fabrikgebäudes. Abb. 3 zeigt die beträchtlichen Versackungen des älteren Gebäudes infolge früherer Auskolkungen. Diese waren zunächst unmittelbar unterhalb der in der Abbildung sichtbaren Querspundwand aufgetreten, die den Abschußboden vom Sturzbett trennt. Hier war allerdings bereits im Jahre 1914 durch Erneuerung der Spundwand, durch Sinkstück und Steinschüttung weiteren Einwirkungen nach Möglichkeit vorgebeugt. Weiter unterhalb vor dem neueren Gebäude ließen aber die dort stehenden Reste der oben erwähnten Kammerschleuse, insbesondere Pfahlrost mit Bohlenbelag und Mauerwerkteilen — ganz links in Abb. 3 — den Erfolg ähnlicher Sicherungsmaßnahmen mindestens sehr zweifelhaft erscheinen, zumal nach Durchführung der eben erwähnten Arbeiten die Hauptangriffe sich auf den anschließenden Teil des Sturzbettes gerichtet und schon weitgehende Unterspülungen der Fabrikmauern verursacht hatten.

Abb. 3. Blick auf Sturzbett und Fabrik.

Unter diesen Umständen war eine Trockenlegung des Bauwerks geboten. Diese mußte zweckmäßigerweise auch das ganze, recht ausgedehnte Sturzbecken längs der Fabrikgebäude mit umfassen, weil der aus diesem Becken hinausführende Flußarm eine wesentliche Einschränkung des unteren Fangedammes nach Länge und Tiefe gestattete. Alsdann kam entweder eine gründliche Instandsetzung oder ein mehr oder weniger vollständiger Neubau der Arche in Frage. Die Stadt entschloß sich zu letzterem. Maßgebend hierbei war die Rücksicht auf die im Verhältnis zu den Gesamtkosten sehr teure Wasserhaltung wie auch auf die recht hohen Unterhaltungskosten der bisherigen Bauart, ferner die Notwendigkeit einer Verbesserung der Hochwasser- und Eisabführung und besserer Sicherung des Sturzbettes mit seinen Ufern durch Wahl einer zweckmäßigeren Bauart.

3. Wahl der Bauart.

Sollten diese beiden Forderungen erreicht werden, so mußten die vielen, schmalen Wehröffnungen möglichst zu einer einzigen zusammengefaßt, für teilweise Absenkbarkeit des Wehrverschlußkörpers gesorgt und weiterhin der Abfallboden so ausgebildet werden, daß der größere Teil der lebendigen Kraft des strömenden Wassers noch oberhalb des eigentlichen Sturzbettes gebrochen wird. Selbstverständlich konnte nur ein Verschlußkörper in Frage kommen, der die Wehrbedienung auch bei starker Eisbildung gewährleistet. Im allgemeinen sind das ja Forderungen, die bei jedem neuzeitlichen Wehrbau von einiger Bedeutung erfüllt werden müssen.

Der Verfasser, der für die Stadt Rathenow den Entwurf aufstellte und die Bauausführung leitete, entschloß sich nach voraufgegangener, engerer Ausschreibung, in der Walzen-, Schützen- und Segmentwehr, letzteres mit aufgesetzter Eisklappe nach dem bekannten Eilersschen Patent, im Wettbewerb standen, mit Zustimmung der städtischen Behörden für den Segmentverschluß. Die Gründe, die für und gegen jede dieser Bauarten ins Feld geführt werden können, sind ja in neuerer Zeit in der „Bautechnik“ so ausgiebig erörtert, daß eine weitere Stellungnahme zu ihnen sich erübrigen dürfte. Im vorliegenden Falle war neben den technischen Vorzügen des Systems insbesondere auch der nicht unerheblich niedrigere Preis für seine Wahl ausschlaggebend.

4. Der Verschlußkörper.

Die Lichtweite des Verschlußkörpers beträgt 21,71 m, seine Höhe bei aufgerichteter Klappe 2,42 m, von denen 0,73 m auf letztere entfallen. Das Segment reicht von dem in bisheriger Höhe belassenen Fachbaum bis zur Höhe des im Stauregulativ festgesetzten Sommerstaues, der nach den vom Herrn Oberpräsidenten genehmigten Beschlüssen des „Sachverständigenbeirates für das Havelgebiet unterhalb Spandau“ unter gewöhnlichen Verhältnissen um einige Zentimeter überschritten werden soll. In der Regel wird also während der längsten Zeit des Jahres der Segmentkörper bei geringer, die Ansammlung von Treibsel und dergl. verhindernder Überströmung der umgelegten Eisklappe auf dem Fachbaum ruhen und der übrige Zufluß durch Mühlen und Hinterarche geleitet werden können. Wegen der naturgemäß leichteren Bewegungsfähigkeit der Eisklappe im Verhältnis zum Segment wird dadurch die Wehrbedienung einfacher und billiger; auch werden die bei geringer Wasserführung der Havel den Mühlen sehr unbequemen Wasserverluste vermieden, insofern bei längerer Ruhestellung des Segments selbst kleinste Spalten der Sohlen- und Seitenfugen sich vollkommen dicht setzen. Seit Juli 1926 allerdings ist infolge der beträchtlichen Niederschläge dieser Gesichtspunkt fast ganz zurückgetreten.

a) Segment und Eisklappe.

Abb. 4 und 5 zeigen Querschnitte durch den Verschlußkörper in Wehrmitte bezw. am Stützarm. Wie ersichtlich, ist die Stauwand nicht in der üblichen Kreisbogenform, sondern der Kostenersparnis halber als ebene Blechplatte (von 7 mm Stärke) ausgebildet worden. Zwei Fachwerkträger stützen den oberen und unteren Plattenrand und sind miteinander zu einem steifen Raumfachwerk verbunden (Abb. 6). Der obere Längsträger ist durch einen lückig gelegten Bohlenrost abgedeckt, auf den das über die Klappe strömende Wasser, Treibsel und dergl. herabfällt. Der Wasserdruck wird von dem Raumfachwerk auf vollwandige, starke Stützarme und durch deren Lager auf die in diesem Teil erneuerte Ufermauer bezw. einen zwischen Archen- und Mühlengerinne eingeschalteten Pfeiler übertragen. Um letzteren und das zu erneuernde Stück Ufermauer tunlichst kurz halten zu können, ist durch Verankerung Sorge getragen, daß die Lagerdrucke von dem Gesamtkörper des neuen, in der Hauptsache stromaufwärts der Lager gelegenen Mauerteils bezw. Pfeilers aufgenommen werden.

Die heute wohl allgemein übliche Aussteifung der Stauwand eines Segmentwehres durch zwei zu einem Raumfachwerk vereinigte Längsträger beseitigt restlos die der älteren Bauart mit nur einem Längsträger anhaftenden Mängel, vergl. z. B. den Aufsatz von Ostmann über die Stimmingsarche in Brandenburg a. H. im Zentralblatt der Bauverwaltung 1913, S. 420/22. Die Vorderarche arbeitet jedenfalls vollkommen vibrations-

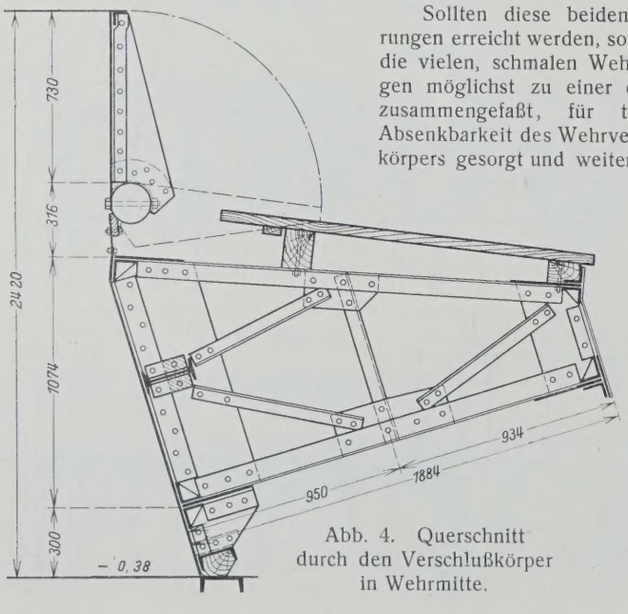


Abb. 4. Querschnitt durch den Verschlußkörper in Wehrmitte.

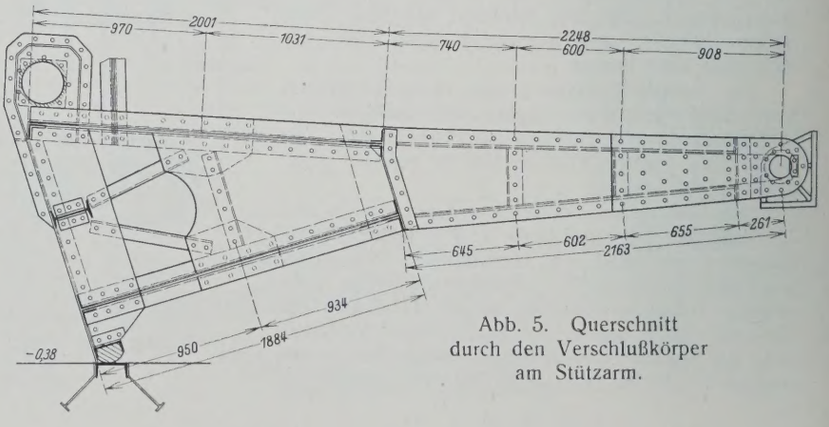


Abb. 5. Querschnitt durch den Verschlußkörper am Stützarm.

Abb. 6. Blick vom Sturzbett auf den Verschlußkörper.

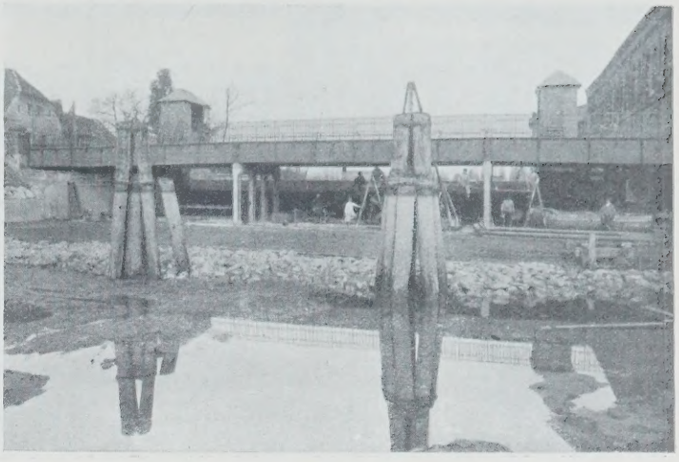


Abb. 9. Blick vom oberen Fangedamm auf die Arche.

frei, auch bei gleichzeitiger Unter- und Überströmung, ein Zustand, der bei Hebung des Segments nach Niederlegung der Eisklappe eintritt, da Segment und Eisklappe jederseits nur von einem Windwerk angetrieben werden.

Die Eisklappe, eine ebene Blechwand mit Versteifungswinkeln, ist an einer mittels einer größeren Zahl von Lagerkörpern auf das Segment gesetzten, durchgehenden Klappenwelle verschraubt.

b) Der maschinelle Antrieb.

Diese torsionsfeste, hohle Welle von 180 mm Durchm. trägt an ihren beiden Enden starke Hebelarme, an denen je eine vom Ritzel angetriebene Stange mit Triebstockverzahnung angreift (Abb. 7 u. 8, Wehrantrieb in

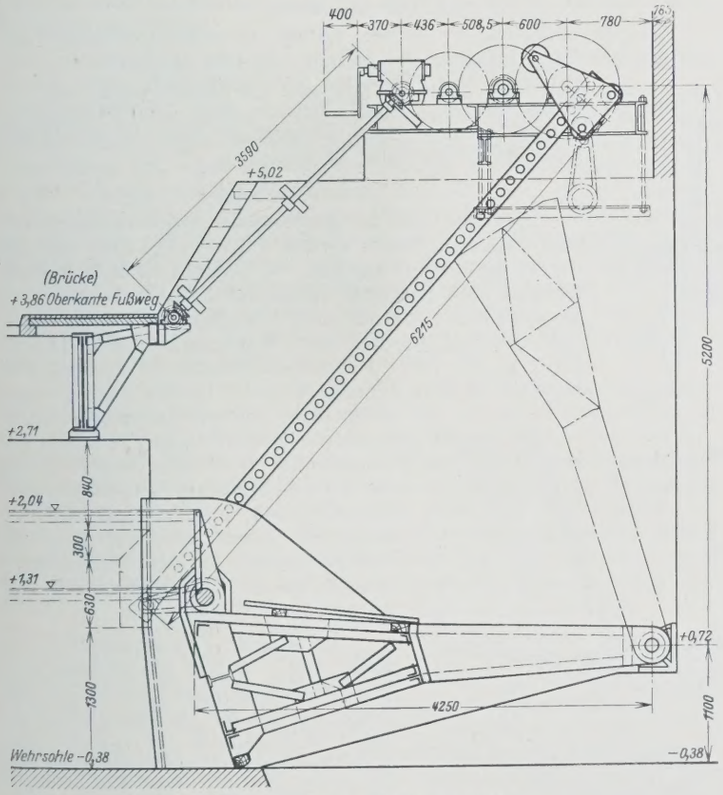


Abb. 7. Wehrantrieb. Aufriß.

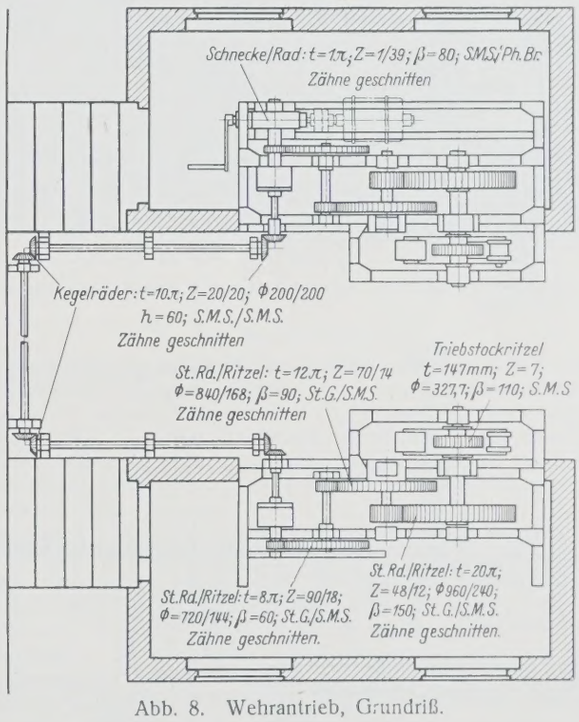


Abb. 8. Wehrantrieb, Grundriß.

Aufriß und Grundriß). Jedes Windwerk einer Seite besteht aus Triebstockritzel mit drehbar gelagerter Führungsschwinge für die Zahnstange und drei Stirnrädervorgelegen auf einem aus schweren Trägern zusammengebauten, eisernen Rahmen. Der Antrieb geschieht von einer Wehrseite aus durch Handkurbel. Diese wirkt unter Zwischenschaltung eines selbstsperrenden, in ein Gehäuse eingeschlossenen und in Öl laufenden Schneckengetriebes auf eine am Randträger der Brücke gelagerte, beiden Windwerken gemeinsame, durchlaufende Welle. Um gleichmäßige Kraftübertragung auf beide Wehrseiten zu erzielen, sind die auf der Verbindungswelle sitzenden Ritzel mit dieser nicht fest durch Keile, sondern durch Lamellen-Rutschkupplungen verbunden.

Beim Hochwinden der Zahnstangen wird zuerst die Eisklappe umgelegt und weiterhin, nachdem die Hebelarme sich an besondere Anschläge gelegt haben, das Segment gehoben, ohne daß eine Umschaltung oder eine Änderung des Drehungssinnes im Windwerk nötig wird. Die beim Heben des Verschlußkörpers infolge Überströmens vom Antrieb zu überwindende, zusätzliche Auflast wird durch exzentrische Lagerung des Segments ausgeglichen.

Es ist einleuchtend, daß die Betätigung beider Verschlußteile von dem gleichen Windwerk aus ihre großen Vorteile hat, von denen neben der Kostenersparnis und der Vereinfachung von Bedienung und Antriebsausbildung besonders die ohne weiteres mit ihr gegebene Kraftreserve zum Losreißen der angefrorenen Klappe bei Eisbildung genannt sein möge.

Beide Windwerke sind in je einem von der Brücke aus mittels einiger Treppenstufen zugänglichen Häuschen (Abb. 9) untergebracht. Sie sind im übrigen so bemessen, daß bei späterer Einführung elektrischen Betriebes nur der Motor auf den Maschinenrahmen der Antriebseite gesetzt zu werden braucht. Zur Verbindung der Schneckenwelle mit dem Motorwellenstumpf wäre alsdann eine elastische Kupplung einzubauen, deren eine Scheibe gleichzeitig als Bremsscheibe für eine elektrisch betätigte Backenbremse zu dienen hätte. — Um den ganzen Verschlußkörper aus der Tiefst- in die Höchstlage zu heben, d. h. für einen Hubweg von 6,42 m einschließlich Niederlegens der Eisklappe, sind rechnungsmäßig bei Handantrieb durch zwei Arbeiter rd. 12 Std., bei Antrieb durch einen Elektromotor von 7,5 PS rd. 30 Min. erforderlich. Bei den verhältnismäßig geringen und langsam vor sich gehenden Wasserstandschwankungen der unteren Havel darf das auch hinsichtlich des zurzeit nur vorhandenen Handantriebes als ausreichend angesehen werden.

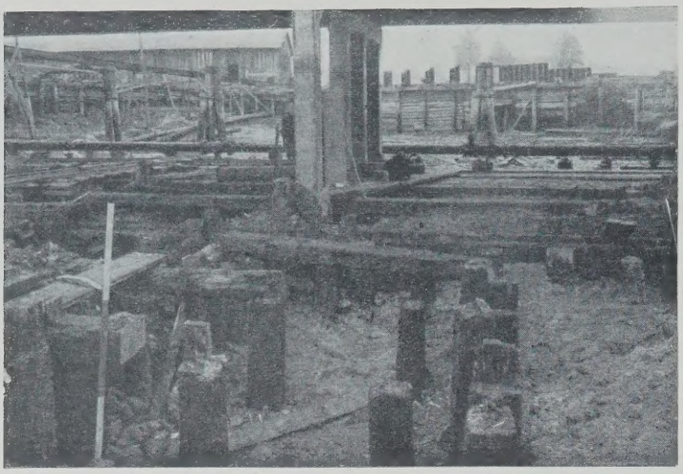


Abb. 10. Blick auf Abfallboden und Vorbett mit oberem Fangedamm.

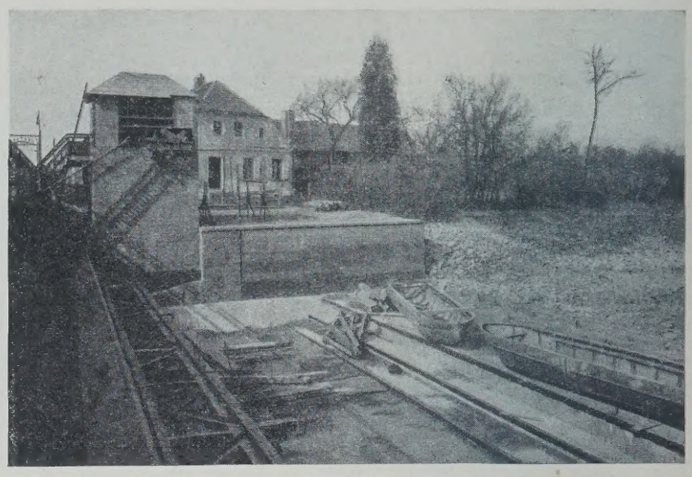


Abb. 11. Blick von der Brücke auf den Abfallboden.

c) Die Wehrdichtung.

Für die Sohlendichtung des Wehrverschlusses ist an den unteren Rand der Segmentwand ein ⊐-Eisen genietet und an dieses ein eichenes Kantholz geschraubt, das sich auf ein im Wehrrücken verankertes ⊐-Eisen legt. Die Seitendichtung geschieht mittels sogenannter Dichtungsschilde, d. h. Schleifbleche von 4 mm Stärke mit Messingleisten, welch letztere sich gegen in der Ufermauer bezw. dem Zwischenpfeiler verankerte Profileisen legen. Wesentlich ist genügende Breite und damit Biegsamkeit dieser Bleche, um größtmögliches Anpressen der Leisten unter dem Wasserdruck zu gewährleisten. Am Fuße trägt jeder Schild einen eichenen Balken, der sich auf den Wehrrücken stützt.

Die Fuge zwischen Segment und Eisklappenwelle dichtet ein am oberen Rande des ersteren festgenietetes Messingfederblech mit oberer Holzleiste und an dieser befestigtem Chromlederstreifen, der auf der Klappenwelle schleift. Auch hier ist genügende Breite des Bleches Vorbedingung einer zuverlässigen Dichtung. Seitlich wird die Klappe mittels Schleifblechs und Messingleiste gegen den Schild des Segments abgedichtet.

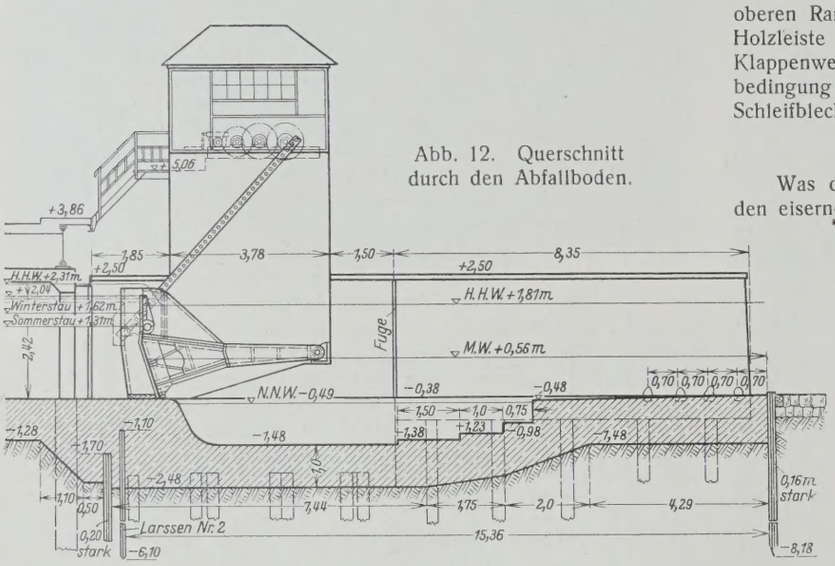


Abb. 12. Querschnitt durch den Abfallboden.

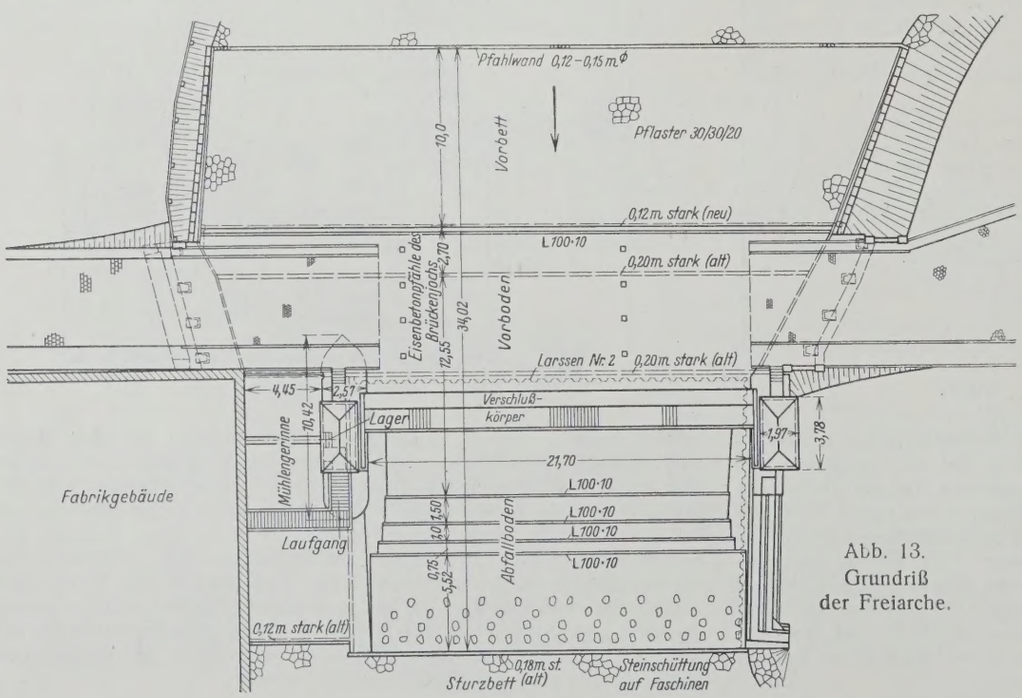


Abb. 13. Grundriß der Freiarche.

5. Der Grundbau.

Was die Gründung des Wehres anlangt, so mußte in Rücksicht auf den eisernen Verschlußkörper der hölzerne Vor- und Abschußboden unter Belassung des Pfahlrostes selbstverständlich einem Betonboden weichen. Dieser hatte in seiner Oberflächenausbildung dem nunmehrigen Charakter der Arche als zeitweiliges Überfallwehr Rechnung zu tragen.

a) Abfallboden.

Es mußte also ein Wasserpolster angeordnet und darüber hinaus angestrebt werden, die lebendige Kraft auch des — bei gehobenem Segment — durchschießenden Wassers tunlichst noch über dem Betonabfallboden zu brechen, um die Angriffe auf das nur durch Steinschüttung auf Faschinenlage gedeckte Sturzbett nach Möglichkeit herabzumindern. Die Lage der Fabrikgebäude unmittelbar am Sturzbett ließ in dieser Beziehung größte Vorsicht um so mehr geboten erscheinen, als erst vor einigen Jahren bedenkliche Auskolkungen unterhalb der umgebauten Hinterarche (vergl. oben) den Trennungsdamm zwischen deren Sturzbett und dem Schleusenoberkanal zum Teil hatten ins Unterwasser abrutschen lassen. Ähnliche Erscheinungen würden an der Vorderarche noch weit kostspieligere Folgen haben.

Die in Abb. 10 erkennbaren Kolke unter dem — bereits abgebrochenen — Bohlenbelag des alten Schußbodens, der wagerecht und mit Vorboden und Fachbaum in einer Höhe lag, gaben natürliche Veranlassung zur Tieferlegung des neuen Abfallbodens unmittelbar unterhalb des Segments. Anderseits ließ die Rücksicht auf weitere Standsicherheit der vorhandenen, auf hohen Pfahlrost gegründeten Ufermauer, wollte man besondere Maßnahmen vermeiden, baldigen Wiederanstieg zur früheren Ordinate zweckmäßig erscheinen. Hieraus ergab sich zwanglos die in Abb. 11 und im Querschnitt in Abb. 12 gezeigte Treppenanordnung. An den erst langen, niedrigen, dann kürzeren, höheren Stufen soll das durchschießende Wasser unter Bildung einer Rückwalze seine Kraft zum

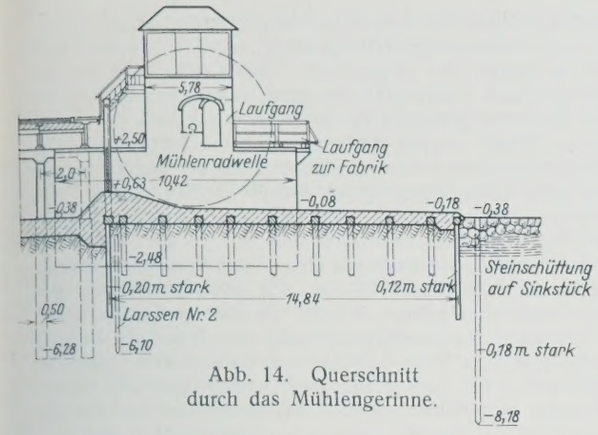


Abb. 14. Querschnitt durch das Mühlengerinne.

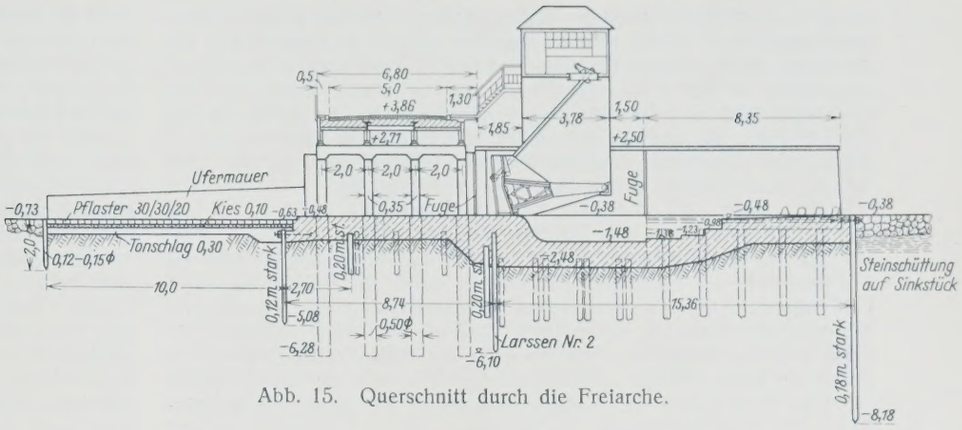


Abb. 15. Querschnitt durch die Freiarche.

größeren Teil brechen. Um endlich das abfließende Wasser von der Sohle des Sturzbettes abzulenken, erhielten die letzten 6 m des rd. 15 m langen Abfallbodens noch eine geringe Steigung von 10 cm, mit der die alte Höhe — Oberkante der im Jahre 1914 (s. oben) erneuerten Querspundwand gleich Fachbaumhöhe — wieder erreicht wurde. Einige Reihen einbetonierter, gegeneinander versetzter Steinblöcke sollen weiter die noch vorhandene Kraft des Wassers schwächen.

Da die den alten Holzfachbaum tragende Hauptspundwand sich als nicht mehr genügend dicht erwiesen hatte, wurde neben ihr eine Larssenwand gerammt, die bis etwa 3,5 m unter die Sohle des Abfallbodens reicht und auch, im rechten Winkel stromabwärts abbiegend, vor der zum Teil unterspülten Ufermauer entlang geführt ist (vergl. den Grundriß der Freiarche in Abb. 13). Diese Mauer wurde, wie bereits oben erwähnt, soweit das zur Aufnahme des Lagerdrucks und zum Aufbau des linken Windwerkhäuschens nötig war, unter entsprechender Tieferlegung der Fundamentsohle erneuert und im übrigen vor dem nunmehr freigelegten Pfahlrost längs des Wasserpolsters und der Treppenstufen mit einer Eisenbetonschürze gesichert.

b) Zwischenpfeiler und Mühlengerinne.

Der nötige Raum für den das Mühlen- vom Freiarchengerinne trennenden, 2,57 m starken Pfeiler mit Windwerkhäuschen, der die Lager für den rechten Segmentstützarm einerseits und das Mühlenrad anderseits aufzunehmen hat, ergab sich aus dem Wegfall der Griesständer und der blinden Öffnung zwischen Archen- und Mühlenschützen. Letztere blieben in ihrer alten Form erhalten und waren deshalb in erster Linie maßgebend für die Länge des Pfeilers nach Oberwasser zu. Der spitzbogige, obere Pfeilerkopf liegt infolgedessen unter der Brückenfahrbahn; der untere, rundbogige ist mit dem Fabrikgebäude durch einfachen Laufsteg verbunden, so daß das im Pfeiler ruhende, von einem Laufgang her zugängliche Mühlenradlager leicht überwacht werden kann (vergl. Abb. 13 und den Querschnitt durch das Mühlengerinne in Abb. 14).

Die das Mühlen- und Archengerinne vordem voneinander trennende Längsspundwand liegt jetzt mitten unter dem Pfeiler. Diesen wie etwa auch das Fabrikgebäude durch weitere Spundwände einzufassen, erschien entbehrlich, mit Rücksicht auf den Gebäudezustand sogar bedenklich. Statt dessen wurde durch Eiseneinlagen für biegungsfeste Verbindung des Pfeilers mit den Gerinneböden und durch eine Betonschürze für Sicherung der alten Fabrikspundwand Sorge getragen. Im übrigen erhält das Gebäudefundament durch die Betonsohle des Mühlengerinnes eine den bisherigen Zustand sehr verbessernde Absteifung gegen den schweren Pfeiler.

c) Vorboden, Vor- und Sturzbett.

Der an den alten Fachbaum nach oben wagerecht anschließende, hölzerne Vorboden wurde ebenfalls durch einen auf den vorhandenen Pfahlrost gelegten Betonboden ersetzt (vergl. den Querschnitt durch die Freiarche in Abb. 15). Bei entsprechender Verbreiterung nach dem Oberwasser zu über die Brückenbreite hinaus erhält er zugleich einen Anschlag für Wehrnadeln, so daß mit Hilfe einer gegen die Brückenpfeiler und -Joche abgestützten Nadellehne bei niedrigem Unterwasserstande ohne große Schwierigkeiten und Kosten das Bauwerk trocken gelegt werden kann. Bisher war das nur mittels oberen und unteren Fangedammes möglich; infolge der örtlichen Verhältnisse war in solchen Fällen eine im Verhältnis zum Bauwerk ungewöhnlich große Baugrube von etwa 160 m Länge und bis zu 60 m Breite einzuschließen, die natürlich nur mit großen Kosten wasserfrei gehalten werden kann. Der Betonvorboden wurde nach oberhalb nochmals durch eine 12 cm starke, 3,5 m unter Sohle reichende Querspundwand abgeschlossen. An ihn schließt sich zwischen seitlichen, kleinen Ufermauern aus Beton ein grobes Steinpflaster auf Kiesbettung und Tonschlag, wiederum nach oben abgeschlossen durch eine 2 m lange Pfahlwand, vor der noch eine lose Steinschüttung eingebracht ist. Abb. 9 gibt eine Ansicht vom oberen Fangedamm aus.

Im Sturzbett wurden zunächst die tiefen Kolke unterhalb des 1914 eingebrachten Sinkstücks — vergl. oben — mittels Baggerbodens zugeschüttet. Später, nach Einbringen der Fangedämme, Trockenlegung der Baugrube und Beseitigung der Fundamentreste der alten Kammerschleuse, erhielten Sohle und Böschungen eine Befestigung durch Steinschüttung auf Strauchmatte, und zwar in voller Ausdehnung der Baugrube, d. h. auf rd. 100 m Länge unterhalb des Abfallbodens. Dabei wurde zur Kostenersparung Material aus einem Brücken-Abbruch verwendet. Abb. 16 zeigt einen Blick auf das Sturzbett mit dem unteren Fangedamm.

Abb. 16.
Blick auf Abfallboden und Sturzbett mit unterem Fangedamm.

d) Die Wasserhaltung.

Zur Trockenlegung des Bauwerks mußten, wie oben bereits erwähnt, zwei Fangedämme gezogen werden, deren Lage und Entfernung voneinander ($\approx$ 160 m) durch die örtlichen Verhältnisse bedingt waren. Die Bauart der beiden, je etwa 50 m langen Fangedämme war verschieden. Der untere bestand aus einer schwachen, mit Baggerboden umschütteten Holzspundwand, der obere war als gewöhnlicher Kastenfangedamm ausgebildet (vergl. Abb. 10 u. 16).

Beim Bau des letzteren bekam der Unternehmer die längeren Spundbohlen für den mittleren Abschnitt der oberen Wand nicht rechtzeitig angeliefert. Er begann daher, nach Einbringen der rechten Hälfte der Spundwand, ohne Weisung des Bauleiters mit dem Rammen der linken Spundwandseite vom Ufer aus. Der Schluß mußte also nunmehr in der Mitte stattfinden. Bei der starken Unterläufigkeit der Arche war das ein Fehler, da dauernd größere Wassermengen abflossen und die Flußsohle um so stärker auskolkten, je näher die beiderseitigen Spundwände gegeneinander vorrückten. Nach wiederholten Versuchen gelang zwar unter großen Schwierigkeiten der Schluß, doch brach das Oberwasser nachträglich, da eine ausreichende Abdichtung der Arche sich als nicht möglich erwies, unter der Spundwand durch. Es blieb nichts anderes übrig, als unmittelbar oberhalb noch eine tief reichende Wand aus zufällig verfügbaren Larssenbohlen zu schlagen.

Zur Trockenhaltung der umfangreichen Baugrube genügten im weiteren zwei Kreiselpumpen von 200 mm Durchm. Der untere, neben dem Fangedamm aufgestellte Pumpensatz schöpfte aus offenem Pumpensumpf. Nach erstmaliger Trockenlegung des Sturzbettes genügten im allgemeinen höchstens acht bis zehn Betriebstunden täglich. An den oberen am Vorboden der Arche aufgestellten Kreisel war eine Grundwassersenkungs-

anlage und außerdem ein Saugrohr angeschlossen, das den Raum zwischen Larssenwand und oberem Kastenfangedamm so weit wasserfrei hielt, daß der Druck im bestimmten Verhältnis auf beide verteilt wurde. Die Grundwasserbrunnen, acht an der Zahl, waren zu vier in einer Reihe längs des Vorbodens und zu je zwei in zwei Quersträngen längs des Pfeilers und der Ufermauer geschlagen, so daß der Abfallboden mit seinem tiefer zu gründenden Wasserpolster umfaßt wurde. Diese Pumpe, für die eine Reserve bereit stand, lief natürlich ohne Unterbrechung.

6. Bauzeit.

Mit den Baggerarbeiten zum Zuschütten der Sturzbett-Kolke und mit den Rammarbeiten am oberen Fangedamm wurde im August des Jahres 1925 begonnen. Der oben geschilderte Zwischenfall an letzterem verzögerte natürlich den Bau nicht unerheblich. Das war um so unbequemer, als sonst programmgemäß die Arbeiten noch vor Einbruch des Winters im Dezember hätten beendet werden können. Nunmehr zwangen zunächst der Frost und später das Frühjahrshochwasser zu längeren Arbeitseinstellungen. Dies Hochwasser war besonders groß und anhaltend, so daß es ratsam erschien, Wasser in die Baugrube zu lassen, weil sich beim unteren, für einen so hohen Druck nicht bemessenen Fangedamm stärkere Durchquellungen zeigten. So konnte die neue Vorderachse erst im Juni 1926 dem Betriebe übergeben werden.

7. Schluß.

Sehr bald hatte sie ihre Feuerprobe zu bestehen. Anfangs Juli setzte bekanntlich das katastrophale Sommerhochwasser ein. Seitdem mußte fast dauernd hohes Wasser bei mehr oder weniger ganz freigelegtem Wehrquerschnitt abgeführt werden. Über dem Abfallboden bildet sich die erwartete Rückwalze, solange das Segment nicht ganz gehoben ist. Eine im Herbst v. J. vorgenommene Sturzbettpeilung ergab — von Sandablagerungen am linken Ufer abgesehen — keine merkbaren Tiefenänderungen; man darf also wohl mit Recht sagen, daß die gewählte Form des Abfallbodens die in sie gesetzten Erwartungen erfüllt hat.

Der diesjährige Winter brachte alsdann schweren Eisgang bei teilweise außerordentlich strengem Frost. Trotzdem blieb der Segment- und Klappenverschluß stets bewegungsfähig, so daß die Bedienung der Freiarche keinerlei Störung erfuhr. Das war besonders wichtig, weil die Hinterarche zeitweilig rettungslos eingefroren war.

Das massenweise flußabwärts treibende Grund- und Scholleneis konnte ohne Mühe sowohl über die Klappe hinweg, wie auch unter dem angehobenen Segment hindurch abgeführt werden. Schwieriger war es, bei sehr scharfem Frost auch das Zusammenschieben des Treibeises an den oberhalb der Arche zum Schutze der Schiffahrt von früher her vorhandenen Dalben zu verhindern. An ihrer Stelle dürften sich vielleicht starke Schwimmbalken mehr empfehlen, die zur Abführung von Treibsel mit mehr oder weniger großen Zwischenräumen aneinandergefügt sind und bei Eisbildung ganz entfernt werden.

Abschließend seien noch die beim Umbau der Vorderarche beteiligten Firmen genannt. Den Wehrverschlußkörper lieferte Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen, in Verbindung mit ihr den maschinellen Antrieb die Firma Graue A.-G., Langenhagen vor Hannover. Die Arbeiten für den Grundbau führte die Firma Gottlieb Tesch in Berlin aus, und zwar einschl. der Wasserhaltung, aber ausschl. der Fangedämme, deren Herstellung, Vorhalten und Beseitigung der Zementbaugesellschaft in Rathenow übertragen war.

Die örtliche Bauleitung lag dem Regierungsbauführer Schubel ob.

Alle Rechte vorbehalten.

Über praktische Anordnung von Viehrampen.

Von Reichsbahnrat **Fahl**, Salzwedel.

Für Viehverladung sind praktisch angelegte Buchten zum Sammeln und Sortieren der Tiere wichtig. Bei älteren Rampen sind die Buchten vielfach so angelegt, daß das Vieh vom Landfuhrwerk erst mit fahrbarer Rampe oder Ladebrücke auf das Straßenpflaster abgeladen wird und von da zu ebener Erde in die Bucht hineinläuft. Das ist unpraktisch.

Besser ist die Anordnung nach Abb. 1. Die Buchten stehen auf der Rampe, das Landfuhrwerk wird mit der Rückseite an die Rampe herangeschoben, und die Tiere laufen vom Fuhrwerk ohne Höhenwechsel durch die Türen *a* in die Buchten *B* hinein.

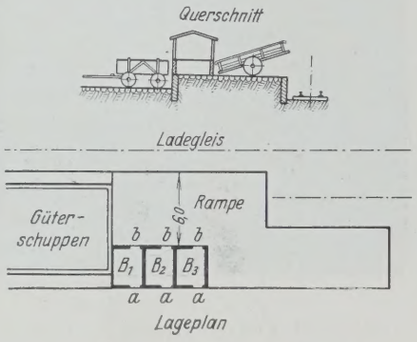


Abb. 1.

Durch die Türen *b* gelangen sie dann zum Verladen in die Eisenbahnwagen. 6 m Breite der Laderampe zwischen Bucht und gleisseitiger Kante sind nötig zur Verladung in Doppelböder mit fahrbarer Rampe. Bei Verwendung tragbarer Ladebrücken genügt eine Breite von 3 bis 4 m.

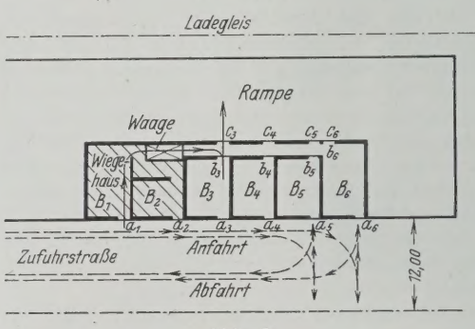


Abb. 2.

Diese Bauweise ist in Salzwedel und einigen benachbarten Bahnhöfen, auch wohl an sonstigen Stellen ausgeführt, aber doch wohl nicht allgemein bekannt. Die Viehverlader sind mit dieser Lösung überall zufrieden. Es empfiehlt sich, ähnliche Bauweisen allgemein einzuführen.

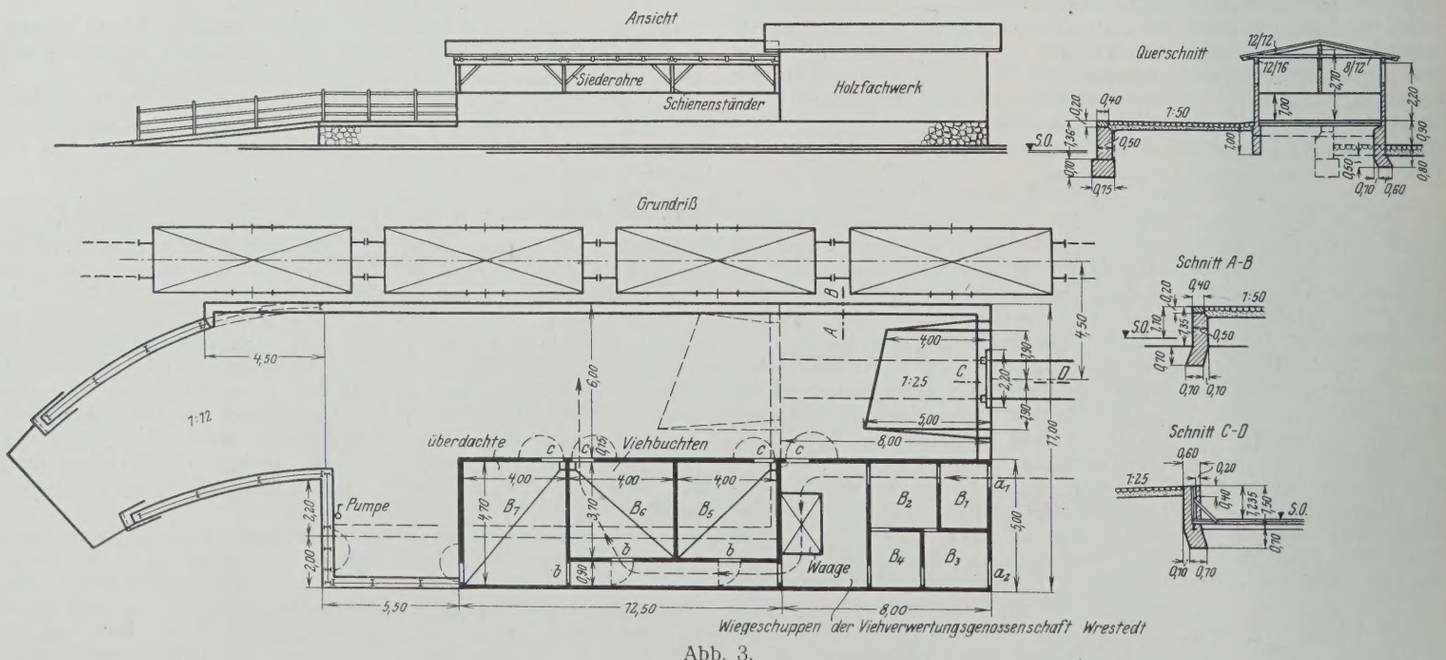


Abb. 3.

Um dies zu ermöglichen, besonders für größere Anlagen, ist noch folgendes auszuführen. Viehverwertungsgenossenschaften wollen die Tiere oft auf dem Bahnhof wiegen. Man muß dann zu den Buchten ein Wiegehaus und einen Gang vom Wiegehaus zu den Buchten hinzufügen vergl. Abb. 2). Die zu wiegenden Tiere gelangen durch die Türen a_1 oder a_2 in das Wiegehaus zu kleinen Buchten B_1 oder B_2, dann zur Waage, von da durch den Gang und die Türen b in die Buchten B_3 bis B_6 und aus diesen durch die Türen b und c zu den Eisenbahnwagen. Nicht zu wiegende Tiere gelangen durch die Türen a_3 bis a_6 unmittelbar in die Buchten B_3 bis B_6. Eine andere Lösung weist die im Jahre 1927 umgebaute Rampe in Stederdorf auf (vergl. Abb. 3). Die Fuhrwerke fahren mit der Rückseite an die an der Querwand der Rampe befindlichen Türen a_1 und a_2 heran, die Tiere gelangen durch diese Türen in die kleinen Buchten B_1 bis B_4, aus diesen zur Waage, alsdann durch den Gang und die Türen b in die Buchten B_5 bis B_7 und aus diesen durch die Türen c zu den Eisenbahnwagen. Auch diese Anordnung hat sich bewährt. Der Viehverkehr hat sich seit dem Umbau der Rampe auf etwa das Doppelte gehoben.

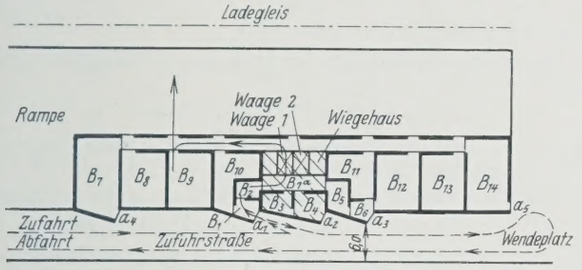


Abb. 4.

Sinngemäß kommt für größere Anlagen auch eine sägeförmige Anordnung der Rampe nach Abb. 4, als Kombination zwischen Abb. 2 u. 3, in Frage. Die zu wiegenden Tiere gelangen durch die Türen a_1 bis a_3 in kleinere Buchten B_1 bis B_6, alsdann in die Bucht B_{7a}, in der sie mit Nummern versehen werden, sodann zu einer der Waagen 1 oder 2, von den Waagen wie vor zu den Buchten usw. Nicht zu wiegende Tiere können ohne den Lauf über die Waagen durch die Türen a_1, a_3, a_4 und a_5 in die Buchten B_{10}, B_{11}, B_{12}, B_7 und B_{14} gelangen. Diese Anordnung sieht vielleicht auf den ersten Blick etwas ungewöhnlich aus. Es sei aber zunächst daran erinnert, daß die Sägeform bei Güterschuppen mit Vorteil verwandt wird. Nähere Überlegung ergibt folgende Vorteile. Als Breite der Zufuhrstraße genügen bei Abb. 4 etwa 6 m, bei Abb. 2 sind 12 m nötig. Die Längsseiten der Rampe an der Straße brauchen nicht senkrechte Mauern zu sein, sondern können als Böschungen ausgebildet werden; senkrechte Mauern erhalten nur die Querseiten mit den Türen a. Abb. 4 wird daher verhältnismäßig billig. Die Benutzung dieser Rampe durch die Fuhrwerke ist bequem. Diese brauchen beim Heranfahren an die Türen a nur kleine Wendungen zu machen und behindern sich gegenseitig weniger als bei Abb. 2.

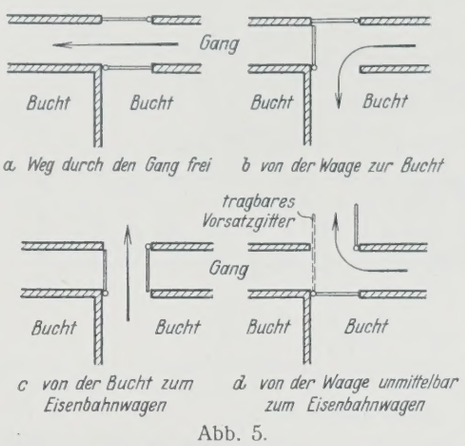


Abb. 5.

Zur Anordnung der Türen ist folgendes zu sagen: Die Ausgänge aus den Buchten müssen in den Ecken liegen, weil es sonst schwer hält, die mitunter störrischen Tiere herauszutreiben. Die an dem Gange liegenden Türen werden zweckmäßigerweise so angeordnet, daß ihre Stellung den Tieren die Wege vorschreibt. Dazu dient der Kunstgriff, daß die Drehachsen der zu beiden Seiten des Ganges einander gegenüberliegenden Türen gegeneinander um 45 ° versetzt werden (vergl. Abb. 5a bis d).

Alle Rechte vorbehalten.

Abstützungen von Druckstäben.

Von Dipl.-Ing. **L. Kulka,** Hannover.

(Schluß aus Heft 17).

II.

Nun noch einige Worte über den in Abb. 1 dargestellten Fall der Stützung eines Obergurtstabes O durch einen an seinen Halbierungspunkt gelenkig angeschlossenen Pfosten V. Der Pfosten V soll so stark bemessen werden, daß für den Obergurtstab für das Ausknicken in der Tragwandebene mit einer Knicklänge gleich der einfachen Feldweite o gerechnet werden darf. Wird unter dieser Voraussetzung die Belastung bis zur Knicklast O des Einzelstabes o gesteigert, also bis zu der dem Schlankheitsgrad $\frac{o}{i_x}$ entsprechenden Knicklast, so bildet C einen Wendepunkt in der Knicklinie des auch in C biegungssteifen Obergurtstabes. C kann demnach, wie auch eine Betrachtung der Gl. 12a für diesen Fall zeigt, als Momentennullpunkt im Obergurtstabe selbst angesehen werden, und man erhält für eine sehr kleine (theoretisch für eine unendlich kleine) Abweichung des Punktes C von der Geraden AB die vom Pfosten zu leistende Stützkraft mit

$$A_c = \frac{2\,O}{o} \cdot c.$$

Der Pfosten darf erst bei der gleichzeitig mit der Knicklast des Obergurtes in ihm wirkenden und mit Berücksichtigung der Stützkraft A_c als Druckkraft errechneten Stabkraft ausknicken.

Nun ist aber das Maß c der Ausweichung, wovon die Stützkraft abhängt, noch unbestimmt. Man bleibt im allgemeinen auf eine Schätzung von c angewiesen. Nimmt man $c = \frac{o}{200}$ an, so wird aber die Stützkraft

$$A_c = \frac{O}{100}$$

in Übereinstimmung mit der praktisch bewährten Forderung der deutschen Reichsbahnvorschriften.

Eine weitergehende Abminderung der Knicklänge des Obergurtstabes durch eine biegungssteife Verbindung mit dem entsprechend stark bemessenen Pfosten zu erzielen, kommt praktisch kaum in Frage. Die Theorie der Knickung solcher biegungssteifer Stabverbindungen hat übrigens, ihrer sonstigen Bedeutung wegen, in den Werken: Zimmermann, Die Knickfestigkeit von Stabverbindungen, Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, eine ausführliche Behandlung erfahren, so daß dieser Hinweis genügt.

Das unter I entwickelte Verfahren gestattet nun eine zweifache Anwendung, je nachdem es sich um die Querschnittsermittlung für die Stäbe der Verbindung handelt, wobei der anzustrebende Sicherheitsgrad gegeben ist, oder um die Nachprüfung bestehender Bauten, also um die Ermittlung des bei gegebener Gebrauchslast und gegebenen Abmessungen der Bauteile vorhandenen Sicherheitsgrades gegen seitliches Ausknicken im Kreuzungspunkte.

Im ersten Falle wird man nach vorläufiger Annahme der Querschnitte zu prüfen haben, ob $\Sigma A_m >$ oder $< O$ ist, wobei in den Ausdrücken der einzelnen A_m immer wieder die Absolutbeträge der mit der verlangten Sicherheitsziffer multiplizierten Gebrauchskräfte einzusetzen sind. Ist $\Sigma A_m \leqq O$, so genügen die gewählten Abmessungen bereits. Ist hingegen $\Sigma A_m > O$, so müssen einzelne Stäbe der Verbindung verstärkt werden.

Im zweiten Falle wird man zu zwei oder drei geschätzten Werten der Sicherheit ψ die zugehörigen Werte der Summe ΣA_m rechnen und sie als Ordinaten zu den Abszissen ψ auftragen, wobei die Vorzeichen von ΣA_m zu berücksichtigen sein werden. Die freihändig eingetragene Verbindungskurve der dadurch bestimmten Punkte schneidet die ψ-Achse in dem gesuchten Werte ψ_0.

Zum besseren Gebrauch der Tabellen sind zunächst vor Rechnung der Beispiele die Formeln für lineare und quadratische Zwischenschaltung angegeben.

Lineare Zwischenschaltung.

$$\Phi_{1\,\mathrm{lin}} = (\Phi_1)_1 + \frac{\Delta_1 \Phi_1}{\Delta\left(\frac{\varphi}{\pi}\right)} \cdot \left(\frac{\varphi}{\pi} - \frac{\varphi_1}{\pi}\right),$$

wobei $(\Phi_1)_1$ der Funktionswert an der vorhergehenden Stelle ist,

$$\frac{\Delta_1 \Phi_1}{\Delta\left(\frac{\varphi}{\pi}\right)}$$

aus Tabelle.

Quadratische Zwischenschaltung.

$$\Phi_{1\,\mathrm{qu}} = (\Phi_1)_1 + \left(\frac{\Delta_1 \Phi_1}{\Delta\left(\frac{\varphi}{\pi}\right)}\right)\left(\frac{\varphi}{\pi} - \frac{\varphi_1}{\pi}\right) + \frac{\Delta_2 \Phi_1}{2\,\Delta^2\left(\frac{\varphi}{\pi}\right)} \cdot \left(\frac{\varphi}{\pi} - \frac{\varphi_1}{\pi}\right)\left(\frac{\varphi}{\pi} - \frac{\varphi_2}{\pi}\right).$$

Der Index 2 bezieht sich auf den Wert an der folgenden Stelle: $\frac{\Delta_2 \Phi_1}{2\,\Delta^2\left(\frac{\varphi}{\pi}\right)}$ ist ebenfalls der Tabelle zu entnehmen.

Bis $\left(\frac{\varphi}{\pi}\right) = 0{,}70$ ist die lineare Zwischenschaltung bis auf zwei Dezimalen genau,

bis $\left(\frac{\varphi}{\pi}\right) = 0{,}84$ ist die quadratische Zwischenschaltung bis auf zwei Dezimalen genau.

Diese Grenzen sind durch Querstriche in der Tabelle kenntlich gemacht. Wenn $\frac{\varphi}{\pi} > 0{,}84$, muß der Funktionswert neu berechnet werden.

Genauigkeit:

Bei linearer Zwischenschaltung $\approx \frac{\Delta_2 \Phi_1}{8}$;

bei quadratischer Zwischenschaltung $\approx \frac{\Delta_3 \Phi_1}{25}$.

Bei Φ_2 genügt stets lineare Zwischenschaltung.

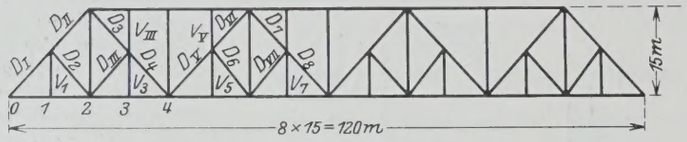


Abb. 10.

Beispiel 1. Eine zweigleisige Eisenbahnbrücke aus St 48 der Deutschen Reichsbahn mit dem in Abb. 10 dargestellten Hauptträgersystem weise in D_1 eine größte Druckkraft von -1417 t auf, hervorgerufen durch ständige Last und durch die in ungünstigster Stellung befindliche und mit der Stoßziffer multiplizierte Verkehrslast. Gleichzeitig treten in den an den Knoten I anschließenden Stäben die folgenden Kräfte auf:

$D_1 = -1417$ t; $D_{II} = -1291$ t; $D_2 = -126$ t; $V_1 = +178$ t.

Die Hauptdiagonale hat durchgehend den in Abb. 11 dargestellten Querschnitt mit:

$F = 914{,}2$ cm²; $J_x = 675\,805$ cm⁴; $J_y = 892\,974$ cm⁴;

$i_x = 27{,}19$ cm; $i_y = 31{,}25$ cm.

Ihre freie Knicklänge in der Tragwandebene betrage $s_{kx} = 1060{,}7$ cm.

Es ist der erforderliche Rahmenwiderstand eines in der Ebene von V_1 anzuordnenden Querrahmens derart zu ermitteln, daß die Stabverbindung gegen ein seitliches Ausweichen mindestens den gleichen Sicherheitsgrad aufweise, wie die Halbdiagonale D_1 gegen Ausknicken in der Trägerebene.

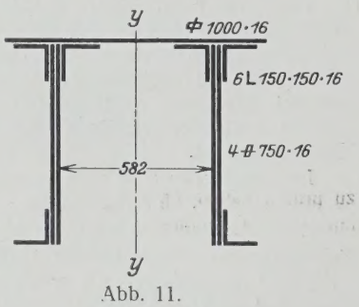


Abb. 11.

Die nachstehende Berechnung wird unter der Annahme durchgeführt, daß in beiden Hälften D_1 und D_{II} der Hauptdiagonale die gleiche, und zwar die der stärker belasteten Hälfte entsprechende Stabkraft wirke. Hierdurch und durch die Wahl eines etwas höheren Sicherheitsgrades, als in den BE verlangt, wird die Zuverlässigkeit der Berechnung erhöht und die Anwendung der vereinfachten Gl. 12a für die Ermittlung des der Hauptdiagonale entsprechenden Wertes A_s ermöglicht.

Für D_1, D_{II}.

$$\varphi_s = \pi \cdot \frac{\lambda_s}{\lambda_k}$$

$$\lambda_s = \frac{s_{ky}}{i_y} = \frac{s}{i_y} \qquad s = \text{Länge des Halbstabes.}$$

λ_k entspricht $\sigma_k = \frac{\psi S}{F}$ und wurde wegen der bezüglich der Sicherheit getroffenen Festsetzung angenommen mit

$$\lambda_k = \frac{s_{kx}}{i_x}.$$

Dann ist

$$\varphi_s = \frac{i_x}{i_y} \cdot \pi$$

$$\varphi_s = \frac{27{,}19}{31{,}25} \cdot \pi = 0{,}8701\,\pi$$

$$A_s = \frac{2\,\psi S}{s} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\operatorname{tg}\varphi}{\varphi}} \quad \text{(vergl. Gl. 12a).}$$

Für $\lambda_k = \lambda_x = \frac{s}{i_x} = \frac{1060{,}7}{27{,}19} < 60$ wird $\sigma_k = 3{,}12$ t/cm² und somit

$$\psi = \frac{3{,}12\,F}{D_1} = \frac{3{,}12 \cdot 914{,}2}{1417} = 2{,}013$$

[Nach den BE verlangt

$$\psi' = \frac{3120}{1820 - 0{,}1228\,\lambda^2} = \frac{3120}{1820 - 0{,}1228 \cdot 39{,}02^2} = 1{,}911$$

Überschuß an Sicherheit $\frac{2{,}013 - 1{,}911}{1{,}911} \cdot 100 = 5{,}3\,\%$ aus den angeführten Gründen].

Mit $\psi S = 3{,}12\,F$ wird

$$A_s = \frac{2 \cdot 3{,}12 \cdot 914{,}2}{1060{,}7} \cdot \frac{1}{1 - \frac{\operatorname{tg}(0{,}8701\,\pi)}{0{,}8701\,\pi}} = a\,\Phi$$

$a = 5{,}378$; $\Phi = 0{,}8634$; $A_s = +4{,}643$ t/cm.

Für D_2.

$$A_{D_2} = \frac{\psi D_2}{d} = \frac{2{,}013 \cdot 126}{1060{,}7} = +0{,}2391 \text{ t/cm}$$

(d = Länge der Hilfsdiagonale, hier $d = s$).

Der erforderliche Widerstand des Halbrahmens berechnet sich demnach zu:

$$A_{erf} = 4{,}643 + 0{,}239 = 4{,}882 \text{ t/cm}.$$

Beispiel 2. Bei der gleichen Brücke wie in Beispiel 1 treten gleichzeitig mit der größten Stabkraft ($S_g + \varphi p$) in D_V: $D_V = -777$ t in den übrigen Stäben der nunmehr betrachteten Verbindung die Stabkräfte auf: $D_{VI} = -660$ t; $D_6 = -117$ t; $V_V = -21{,}3$ t; $V_5 = +144{,}5$ t.

Der vorstehende Lastwert für die obere Hälfte V_V des Pfostens enthält außer der oberen Knotenlast aus ständiger Belastung noch ein Hundertstel der gleichzeitig mit D_V in O_{VI} auftretenden Stabkraft.

Die Hauptdiagonale hat durchgehend den in Abb. 12 angegebenen Querschnitt mit:

$F = 546{,}6$ cm²; $J_x = 160\,493$ cm⁴; $J_y = 334\,521$ cm⁴;

$i_x = 17{,}14$ cm; $i_y = 24{,}74$ cm.

Maßgebend für die Berechnung sei der in D_V gegen Ausknicken in der Trägerebene mit einer freien Knicklänge $s_{kx} = 950$ cm vorhandene Sicherheitsgrad $\psi = 2{,}195$.

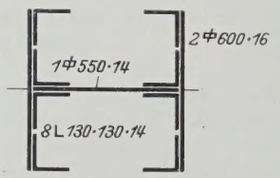


Abb. 12.

Dieser Sicherheitsgrad soll auch gegen ein seitliches Ausweichen des Stabnetzes angestrebt werden durch entsprechend kräftige Ausbildung des Pfostens $V_{V,5}$, der seitlich gegen den oberen und unteren Windverband gelenkig gestützt angenommen und auf seine ganze Länge zwischen diesen Stützpunkten biegungssteif ausgebildet wird.

Für D_{VI}.

Wird für den Stab D_{VI} die freie Knicklänge für das Ausknicken in der Tragwandebene gleich derjenigen für D_V, so ist für beide Stäbe wegen des gleichen Querschnittes

$$\varphi = \pi \cdot \frac{\lambda_y}{\lambda_x}.$$

Mit

$$\lambda_y = \frac{1060{,}7}{24{,}74} = 42{,}87 \quad \text{und} \quad \lambda_x = \frac{950}{17{,}14} = 55{,}43$$

wird

$$\varphi = \pi \cdot \frac{42{,}87}{55{,}43} = 0{,}7734\,\pi.$$

Der maßgebende Sicherheitsgrad beträgt wegen $\lambda_x < 60$

$$\psi = \frac{3{,}12\,F}{D_V} = \frac{3{,}12 \cdot 546{,}6}{777} = 2{,}195.$$

Die Gl. 12 lautet mit den Vereinfachungen

$s_1 = s_2 = s$; $\varphi_1 = \varphi_2 = \varphi$; $S_1 = \psi D_V$; $S_2 = \psi D_{VI}$.

$$A_s = \frac{\psi}{s}\left[D_V + D_{VI} + \frac{4}{\left(\frac{1}{D_V} + \frac{1}{D_{VI}}\right)(\varphi \operatorname{ctg}\varphi - 1)}\right]$$

$$= \frac{2{,}195}{1060{,}7}\left[777 + 660 + \frac{4}{\left(\frac{1}{777} + \frac{1}{660}\right)\underbrace{(0{,}7734\,\pi \operatorname{ctg} 0{,}7734\,\pi - 1)}_{\Phi = 3{,}8160}}\right]$$

$= +2{,}200$ t/cm.

Für D_6.

$$A_{D6} = \frac{\psi S}{s} = \frac{2{,}195 \cdot 117}{1060{,}7} = +0{,}242 \text{ t/cm}.$$

Für V_V V_5.

Gewählt wurde der in Abb. 13 dargestellte Querschnitt mit

$$F = 186{,}0 \text{ cm}^2; \qquad J_x = 86\,841 \text{ cm}^4.$$

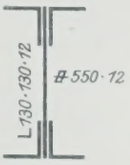


Abb. 13.

Für V_V wird

$$\psi S = 2{,}195 \cdot 21{,}3 = 46{,}75 \text{ t}$$

$$\sigma_k = \frac{\psi S}{F} = \frac{46{,}75}{186} = 0{,}251 \text{ t/cm}^2 < \sigma_P,$$

also Eulerbereich

$$\varphi_s = s\sqrt{\frac{\psi S}{EJ}} = 750\sqrt{\frac{46{,}75}{2100 \cdot 86\,841}} = 0{,}3801 = \varphi_2.$$

Für V_5 wird

$$\psi Z = 2{,}195 \cdot 144{,}5 = 317{,}2 \text{ t}$$

$$\sigma = \frac{\psi Z}{F} = \frac{317{,}2}{186} = 1{,}705 \text{ t/cm}^2 < \sigma_P$$

$$\varphi_l = s\sqrt{\frac{\psi Z}{EJ}} = 750\sqrt{\frac{317{,}2}{2100 \cdot 86\,841}} = 0{,}9893 = \varphi_1.$$

Nach Fall *c*, Gl. 21, ist

$$A_{l,s} = -\frac{Z}{l_1} + \frac{S}{s_2} + \left(\frac{l_1 + s_2}{l_1 s_2}\right)^2 \cdot \frac{1}{-\frac{1}{Z_1 l_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{Ctg}\varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_{s2}}\cdot(\varphi_2 \operatorname{ctg}\varphi_2 - 1)}.$$

Für $l = s = v$ wird

$$A_{l,s} = \frac{S - Z}{v} + \frac{4}{v} \cdot \frac{Z}{-\underbrace{(\varphi_1 \operatorname{Ctg}\varphi_1 - 1)}_{\Phi_1} + \frac{Z}{S}\cdot\underbrace{(\varphi_2 \operatorname{ctg}\varphi_2 - 1)}_{\Phi_2}}.$$

Für $\varphi_1 = 0{,}9893$ wird $\Phi_1 = -0{,}3069$,
für $\varphi_2 = 0{,}3801$ wird $\Phi_2 = -0{,}0486$:

$$A_{l,s} = \frac{46{,}75 - 317{,}2}{750} + \frac{4}{750} \cdot \frac{317{,}2}{-0{,}3069 - \frac{317{,}2}{46{,}75}\cdot 0{,}0486} = -3{,}018 \text{ t/cm}$$

$$\Sigma A = +2{,}200 + 0{,}242 - 3{,}018 = -0{,}576 \text{ t/cm} < 0.$$

Es ist demnach noch ein Überschuß über die angestrebte Sicherheit vorhanden.

Beispiel 3. Eine Straßenbrücke aus St 37, deren Hauptträgersystem in Abb. 14 teilweise angedeutet ist, weise im unteren Teile D_V der Hauptdiagonale eine größte Gebrauchsspannkraft von $D_V = -270$ t und gleichzeitig in den übrigen Stäben die nachstehenden Kräfte auf:

$D_{VI} = -250$ t; $D_6 = -20$ t; $V_V = -3{,}28$ t; $V_5 = +25{,}0$ t.

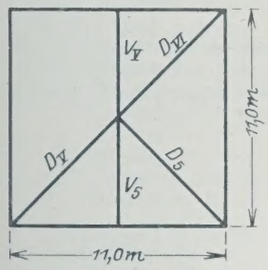


Abb. 14.

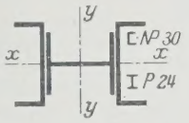


Abb. 15a. Querschnitt für D_V u. D_{VI}.

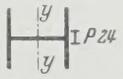


Abb. 15b. Querschnitt für V_V u. V_5.

Die vorhandenen Querschnitte von D_6, D_V bezw. V_V, V_5 sind in Abb. 15 dargestellt und werden durch folgende Angaben näher beschrieben:

D_V und D_{VI}.

$$F = 228{,}9 \text{ cm}^2; \qquad J_x = 20\,204 \text{ cm}^4; \qquad J_y = 38\,088 \text{ cm}^4;$$
$$i_x = 9{,}40 \text{ cm}; \qquad i_y = 12{,}90 \text{ cm}.$$

V_V und V_5.

$$F = 111{,}3 \text{ cm}^2; \qquad (J_x = 4152 \text{ cm}^4); \qquad J_y = 11\,686 \text{ cm}^4;$$
$$(i_x = 6{,}11 \text{ cm}); \qquad i_y = 10{,}2 \text{ cm}.$$

Bei gleichartiger seitlicher Stützung des Pfostens $V_{V,5}$ wie im Beispiel 2 soll der Sicherheitsgrad gegen seitliches Ausweichen der Verbindung nachgewiesen werden.

Es ist dabei vorausgesetzt, daß eine bestehende Straßenbrücke auf Grund der BE nachgerechnet werden soll für eine höhere Belastung, als im Entwurf vorgesehen war. Zu diesem Zwecke werden für verschiedene Annahmen $\psi_1 = 2{,}0$; $\psi_2 = 1{,}8$; $\psi_3 = 1{,}927$; $\psi_4 = 1{,}940$ des mit diesen Werten geschätzten Sicherheitsgrades gegen seitliches Ausweichen die dazugehörigen Werte der Summe ΣA bestimmt und auf zeichnerischem Wege der dem Summenwerte $\Sigma A = 0$ zugeordnete Betrag ψ_0 bestimmt, der die gesuchte Sicherheit angibt.

Erste Annahme $\psi_1 = 2{,}0$.

Für D_V, D_{VI}.

$$S_1 = 2 \cdot 270 = 540 \text{ t} \qquad S_2 = 2 \cdot 250 = 500 \text{ t}$$

$$\sigma_{k1} = \frac{540\,000}{228{,}9} = 2359{,}1 \text{ kg/cm}^2.$$

Dem entspricht nach der Knickspannungslinie für St 37

$$\lambda_{k,1} = 64{,}99$$

$$\lambda_s = \frac{s_{ky}}{i_y} = \frac{777{,}8}{12{,}90} = 60{,}29$$

$$\frac{\varphi_1}{\pi} = \frac{\lambda_s}{\lambda_{k,1}} = \frac{60{,}29}{64{,}99} = 0{,}9277$$

$$\sigma_{k,2} = \frac{500\,000}{228{,}9} = 2184{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

$$\lambda_{k,2} = 86{,}41$$

$$\frac{\varphi_2}{\pi} = \frac{\lambda_s}{\lambda_{k,2}} = \frac{60{,}29}{86{,}41} = 0{,}6977$$

$$A_s = \frac{S_1 + S_2}{s} + \frac{4}{s} \cdot \frac{S_2}{\frac{S_2}{S_1}\cdot(\varphi_1 \operatorname{ctg}\varphi_1 - 1) + (\varphi_2 \operatorname{ctg}\varphi_2 - 1)} = +1{,}1676 \text{ t/cm}.$$

Für D_6.

$$A = \frac{\psi_1 S}{s} = \frac{2 \cdot 20}{777{,}8} = 0{,}0514 \text{ t/cm}.$$

Für $V_{V,5}$.

$$Z = \psi_1 V_5 = 2 \cdot 25 = 50 \text{ t}$$

$$\varphi_l = l\sqrt{\frac{Z}{EJ}} = 550\sqrt{\frac{50}{2100 \cdot 11686}} = 0{,}2499\,\pi$$

$$S = 2 \cdot 3{,}28 = 6{,}56 \text{ t}$$

$$\varphi_s = s\sqrt{\frac{S}{EJ}} = 550\sqrt{\frac{6{,}56}{2100 \cdot 11686}} = 0{,}09052\,\pi$$

$$A_{l,s} = -\frac{Z}{l_1} + \frac{S}{s} + \left(\frac{l+s}{ls}\right)^2 \cdot \frac{1}{-\frac{1}{Zl}\cdot(\varphi_l \operatorname{Ctg}\varphi_l - 1) + \frac{1}{Ss}\cdot(\varphi_s \operatorname{ctg}\varphi_s - 1)}.$$

Für $l = s = v$ wird

$$A_{l,s} = \frac{S - Z}{v} + \frac{4}{v} \cdot \frac{Z}{-(\varphi_l \operatorname{Ctg}\varphi_l - 1) + \frac{Z}{S}\cdot(\varphi_s \operatorname{ctg}\varphi_s - 1)}$$

$$A_{l,s} = \frac{6{,}56 - 50}{550} + \frac{4}{550} \cdot \frac{50}{+\Phi_l + \frac{Z}{S}\cdot\Phi_s}.$$

Für $\varphi_l = 0{,}2499\,\pi$ wird $\Phi_l = -0{,}1975$,
für $\varphi_s = 0{,}09052\,\pi$ wird $\Phi_s = -0{,}02709$.

$$A_{l,s} = -0{,}07898 - \frac{200}{550}\cdot\frac{1}{0{,}4040} = -0{,}9791 \text{ t/cm}$$

$$\Sigma A = +1{,}1676 + 0{,}0514 - 0{,}9791 = +0{,}2399 \text{ t/cm}.$$

Die zweite Annahme mit $\psi_2 = 1{,}8$ führt durch eine ähnliche Rechnung zu dem Werte $\Sigma A = -0{,}4132$ t/cm. Die in Abb. 16 durchgeführte geradlinige Einschaltung führt zu einem neuen Werte des Sicherheitsgrades $\psi_3 = 1{,}927$. Die mit diesem erneut durchgeführte Rechnung liefert $\Sigma A = -0{,}0568$ t/cm.

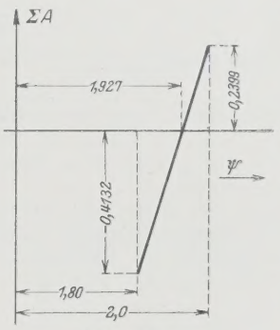


Abb. 16.

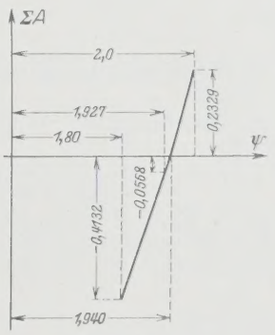


Abb. 17.

Durch die drei Annahmen für ψ und die zugehörigen Werte für ΣA ist eine Kurve bestimmt (Abb. 17), deren Schnittpunkt mit der ψ-Achse den wahrscheinlichen Wert des Sicherheitsgrades mit $\psi_4 = 1{,}940$ ergibt. Eine nochmalige auf diesem Werte aufgebaute Kontrollrechnung führt zu $\Sigma A = -0{,}0082$ t/cm.

Durch die geringe Abweichung vom Nullwert ist die Zulässigkeit der Rechnung erwiesen.

Beispiel 4. Es sei ein Stab angenommen, der an seinen Enden und in seinem Halbierungspunkt frei drehbar, aber unverschieblich gestützt ist. Bei dieser Stützungsart wird sich die Wirkung einer schwachen Einspannung der stärker belasteten Stabhälfte durch die schwächere bemerkbar machen. Um diese Einspannungswirkung kennenzulernen, soll diejenige (kleinere) Druckkraft S_2 ermittelt werden, die bei einer gegebenen (größeren) Druckkraft S_1 das ganze System an die Knickgrenze bringt.

Man kann von vornherein die Grenzen angeben, zwischen denen man S_1 annehmen muß, um brauchbare Ergebnisse zu erhalten. S_1 muß einmal

größer sein als die gewöhnliche Knicklast einer Stabhälfte, da durch die einspannende Wirkung der zweiten Stabhälfte die Größe der Knicklast erhöht wird, außerdem muß aber S_1 kleiner sein als jener Wert S_1', der sich ergibt, wenn $S_2 = 0$ angenommen und dabei das ganze System an die Knickgrenze gebracht wird, denn in diesem Falle ist die einspannende Wirkung am größten. Diesen Wert S_1' bestimmt man nach der Zusammenstellung auf S. 235 aus der Gleichung

$$(1) \qquad \frac{1}{S_1' s_1} \cdot (\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1) - \frac{s_2}{3 E J_2} = 0.$$

Nach richtiger Wahl von S_1 ist dann S_2 durch Nullsetzung des Nenners im Ausdruck für A_S zu bestimmen, also aus der Beziehung:

$$(2) \qquad \frac{1}{S_1 s_1} \cdot (\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1) + \frac{1}{S_2 s_2} \cdot (\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1) = 0.$$

Gewählt werde: $s_1 = s_2 = s = 800$ cm, der Schlankheitsgrad der Einzelstäbe $\lambda_S = 70$, $F_1 = F_2 = F = 200$ cm².

Daraus ergibt sich der Trägheitshalbmesser

$$i = \frac{800}{70} = 11{,}429 \text{ cm},$$

das Trägheitsmoment

$$J = 200 \cdot 11{,}429^2 = 26\,122 \text{ cm}^4.$$

Die untere Grenze des für S_1 zu wählenden Wertes ist die Knicklast des Einzelstabes, die sich nach der Knickspannungslinie ergibt zu:

$$S_K' = 2{,}318 \cdot 200 = 463{,}2 \text{ t}.$$

Um den Wert der oberen Grenze S_1' aus Gl. 1 bestimmen zu können, wird schätzungsweise

$$S_1' = 470 \text{ t}$$

gesetzt. Daraus ergibt sich die Spannung

$$\sigma' = \frac{470}{200} = 2{,}35 \text{ t/cm}^2;$$

dazu gehört nach der Knickspannungslinie

$$\lambda_K' = 66{,}1$$

$$\varphi' = \pi \cdot \frac{\lambda_S}{\lambda_K'} = \pi \cdot \frac{70}{66{,}1} = \pi \cdot 1{,}059 = 190^\circ\,37'\,12''.$$

φ' ergibt sich, wie es sein muß, größer als π, da der Stab von der anderen Stabhälfte eingespannt wird

$$\varphi' \operatorname{ctg} \varphi' - 1 = +\,16{,}744$$

$$\frac{\varphi' \operatorname{ctg} \varphi' - 1}{S_1 s} = +\,\frac{16{,}744}{470 \cdot 800} = +\,4{,}453 \cdot 10^{-5}.$$

Ferner ist

$$\frac{s}{3 E J} = \frac{800}{3 \cdot 2100 \cdot 26\,122} = 4{,}861 \cdot 10^{-6}.$$

Die Gl. 2 ist also nicht erfüllt, S_1' ist noch zu niedrig gewählt. Jedenfalls ist $S_1 = 470$ t eine Kraft, die zwischen den angegebenen Grenzen liegt, also für den vorliegenden Fall brauchbar. Sie soll deshalb der Gl. 2 zugrunde gelegt werden. Um jetzt S_2 bestimmen zu können, müssen verschiedene Annahmen gemacht werden und graphisch der wahre Wert für S_2 bestimmt werden. Es sollen der bequemeren Rechnung wegen verschiedene Annahmen für λ_{K_2} gemacht werden.

1. Annahme.

$\lambda_{K_2} = 75$ $\quad \sigma_{K_2} = 2277$ kg/cm² $\quad S_2 = 200 \cdot 2{,}277 = 455{,}4$ t

$$\varphi_2 = \pi \cdot \frac{\lambda_S}{\lambda_{K_2}} = \pi \cdot \frac{70}{75} = 0{,}933\,\pi = 168^\circ\,0'$$

$$\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1 = -\,14{,}7941$$

$$\frac{\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1}{S_2 s} = -\,\frac{14{,}7941}{455{,}4 \cdot 800} = -\,4{,}0607 \cdot 10^{-5}.$$

Dagegen war

$$\frac{\varphi_1 \operatorname{ctg} \varphi_1 - 1}{S_1 s} = +\,4{,}453 \cdot 10^{-5}.$$

2. Annahme.

$\lambda_{K_2} = 80$ $\quad \sigma_{K_2} = 2237$ kg/cm² $\quad S_2 = 200 \cdot 2{,}237 = 447{,}4$ t

$$\varphi_2 = \pi \cdot \frac{70}{80} = 0{,}875\,\pi = 157^\circ\,30'$$

$$\frac{\varphi_2 \operatorname{ctg} \varphi_2 - 1}{S_2 s} = -\,\frac{7{,}6364}{800 \cdot 447{,}4} = -\,2{,}1336 \cdot 10^{-5}.$$

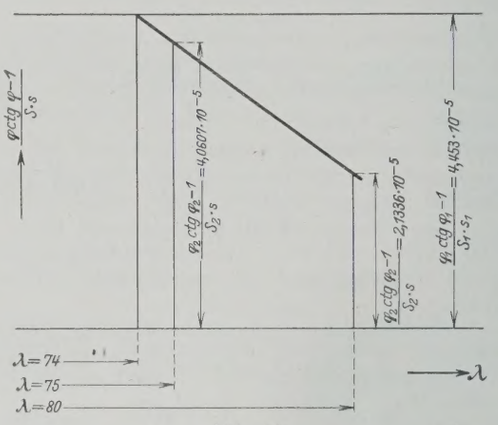


Abb. 18.

Durch Zwischenschaltung (Abb. 18 ergibt sich der Schlankheitsgrad, der die Gl. 2 zu 0 macht, zu

$$\lambda_{K_2} = 74.$$

Dazu gehört

$$\sigma_{K_2} = 2286 \text{ kg/cm}^2$$

$$S_2 = 200 \cdot 2{,}286 = \underline{457{,}2 \text{ t}}.$$

Es sei noch bemerkt, daß die Schlankheitsgrade λ_{K_1} und λ_{K_2} annähernd symmetrisch liegen zu dem Schlankheitsgrade λ_S des Einzelstabes.

In einer während der Drucklegung dieses Aufsatzes in der „Bautechnik" 1927, Heft 51, S. 746 erschienenen Arbeit behandelt Krabbe die Frage der Zusatzbeanspruchungen in den Füllstäben durch die Querträgerbelastung der sie stützenden Halbrahmen.

Vermischtes.

31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Fortsetzung aus Heft 18.)

8. Dipl.-Ing. Knorr, Frankfurt a. M., brachte an Hand zahlreicher Lichtbilder

„Mitteilungen über zwei Eisenbetonbogenbrücken von 81 m und 66,2 m Spannweite",

die die Fa. Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H. von 1926 bis 1928 für die Stadt Pirmasens gebaut hat. Bei beiden Brücken wirkten die Professoren Dr.-Ing. Mörsch und Dr.-Ing. Paul Bonatz von der Technischen Hochschule Stuttgart mit. Da an beiden Baustellen massiver Buntsandstein anstand, so kam für den großen Bogen beide Male ein eingespanntes Gewölbe zur Ausführung. Bei der Streckbrücke (Abb. 8) hat der große Bogen eine Spannweite von 81 m und einen Pfeil von 24,84 m, wobei die Gewölbestärke im Scheitel 1,30 m und an den Kämpfern 2,55 m beträgt, während die Gewölbebreite 10 m ist. An den großen Bogen schließen sich an jeder Seite drei kleinere Bogen von je 12,5 m l. W. an; die Gesamtlänge der Brücke ist 212 m, ihre Fahrbahn hat 7,5 m, die beiden Gehwege je 2,5 m Breite. Bei der Zeppelinbrücke (Abb. 9) ist die Spannweite des großen Bogens 66,2 m, die Gewölbestärke im Scheitel 1,30 m, an den Kämpfern 1,85 m.

Abb. 8. Streckbrücke in Pirmasens.
Ausführung Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H.

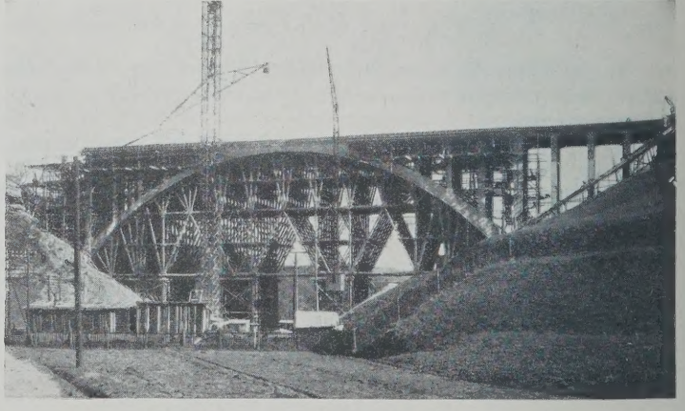


Abb. 9. Zeppelinbrücke in Pirmasens.
Ausführung Wayss & Freytag A.-G., Neustadt a. d. H.

Abb. 10. Absetzapparat.
Ausführung Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin.

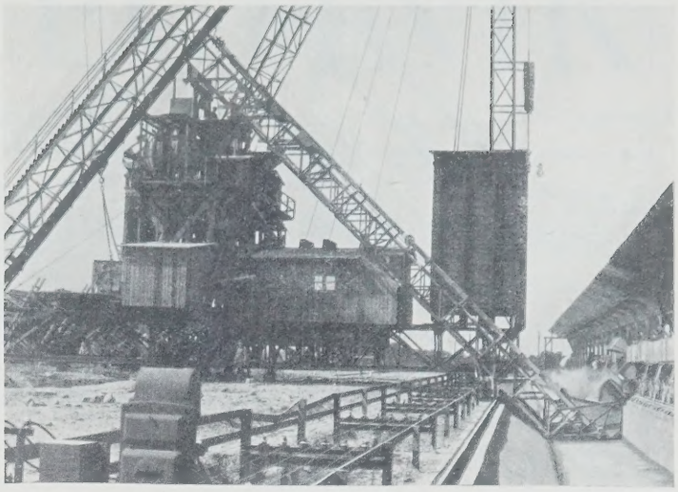


Abb. 12. Kabelkranstütze mit eingebauter Betonmischanlage.
Ausführung Siemens-Bauunion G. m. b. H., Berlin.

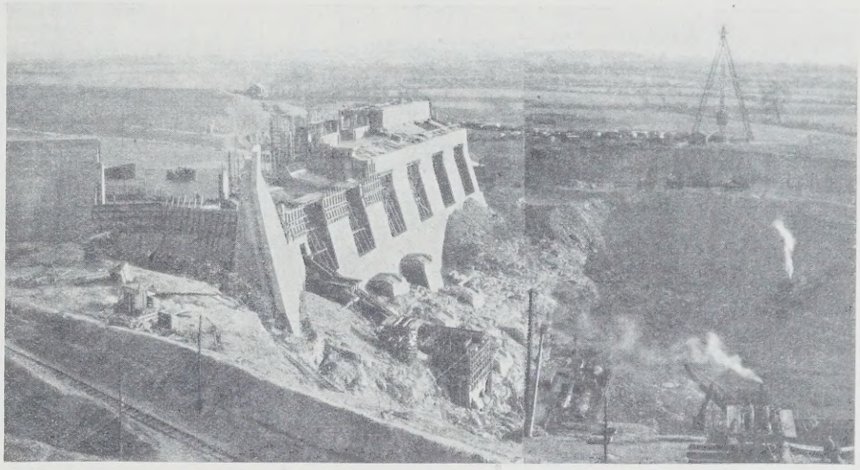


Abb. 11. Baustelle von Wasserschloß und Krafthaus.
In der Mitte das Wasserschloß mit sechs Öffnungen für die Druckrohre.

Da die Form der inneren Leibung bei den großen Bogen beider Brücken die gleiche ist, so konnte der Oberteil des Lehrgerüstes ohne Abänderung für beide Brücken Verwendung finden. Die Gießrinnen erhielten eine Neigung von 30 bis 40°, da der Beton kein reiner Gußbeton war. Im Anschluß an den Vortrag wies Dipl.-Ing. Engelhardt von der Fa. Brandt in Bamberg auf die kürzlich erstellte weitest- und flachstgespannte Eisenbahnbrücke über den Regen bei Blaibach hin mit $l = 70$ m und $f = 8{,}20$ m (Dreigelenkbogen mit Stahlbolzengelenken).

9. Besonders anschaulich gestaltete sich der treffliche Vortrag von Dr.-Ing. Enzweiler, Berlin,

„Der Bau der Großwasserkraftanlage am Shannon (Irland) unter besonderer Berücksichtigung der Betonarbeiten",

der neben zahlreichen Lichtbildern noch durch einen Film unterstützt wurde. Nach Schilderung der Grundlagen des Entwurfes (im Vollausbau 550 m³/Sek. bei 30 m Gefälle, also 180 000 PS), dessen Teilausbau auf 90 000 PS bei 50 Mill. R.-M. reinen Baukosten insgesamt 100 Mill. R.-M. kostet, gab der Vortragende einen Überblick über die bauvorbereitenden Arbeiten, bei denen infolge Fehlens jeder Bauindustrie in Irland über 70 000 t Güter von Deutschland nach Irland befördert, ein Baukraftwerk von 4200 PS eingerichtet und 500 deutsche Angestellte und Arbeiter angesiedelt werden mußten. Bei den eigentlichen Bauarbeiten ist bemerkenswert, daß 7 Millionen m³ Boden bewegt, 25 km Dämme hergestellt und 1 Million m³ Fels gelöst werden mußten, wobei an Stelle der üblichen Preßluftbohrzeuge vor allem Freifallbohrmaschinen verwendet wurden. Bei der bis 18 m betragenden Dammhöhe gestaltete sich die Dammherstellung schwierig (270 Regentage im Jahr) und erforderte den Einsatz besonderer Arbeitsgeräte, von denen die hier zum erstenmal im Tiefbau Verwendung findende Absetzmaschine von 250 t Dienstgewicht[10]) Erwähnung verdient (Abb. 10). Die Herstellung und Einbringung von rd. 250 000 m³ Beton für Wehr, Krafthaus, Wasserschloß (Abb. 11), Schleuse, Brücken geschah nach Brechen und Waschen der Felsbrocken in drei von der Jbag-Neustadt gelieferten Großbrech- und Waschanlagen von je 40 m³ Stundenleistung zum Teil mittels 310 m weit gespannten Kabelkranes, wobei die Betonaufbereitungsanlage in die 36 m hohen Kabelkrantürme eingebaut ist (Abb. 12). Beachtenswert waren auch die Versuchsergebnisse über die Zusammenhänge zwischen Fließfähigkeit, Wasser-Zement-Faktor und Wasserdichtigkeit der Betonmischungen, die Modellversuche über Kolkbildung für das Wehr[11]) und die Mitteilungen über die umlauflose Schleuse mit Energievernichtungskammern. (Schluß folgt.)

Eröffnung der III. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln, Berlin. Am 6. April (Karfreitag) 1928 wurde die III. Teilstrecke der sogen. „G.-N.-Bahn", Cottbusser Tor—Moritzplatz—Neanderstraße (1,7 km), dem Verkehr übergeben; damit sind von der rd. 12,0 km langen Gesamtstrecke etwa 4,4 km = 37% in Betrieb. Die neue Strecke schließt sich nach Nordwesten an die am 12. Februar d. Js. eröffnete Teilstrecke Schönleinstraße—Cottbusser Tor[12]) an. Es waren auf ihr interessante technische Bauaufgaben zu lösen.

Zunächst erforderte die veränderte Linienführung eine Ablenkung der Bahn aus der Cottbusser Straße in die Reichenberger Straße. An der Ecke zwischen Admiralstraße und Cottbusser Straße waren zwei Häuser niederzulegen; an der Ecke der Reichenberger Straße und der nördlichen Seite der Skalitzer Straße waren die Häuser zu unterfahren. Besonders schwierig erwies sich die Unterfahrung eines Häuserblocks Ecke Ritter- und Prinzenstraße, wo die Bahn in einem Viertelkreise von 100 m Halbmesser aus der Ritter- in die Prinzenstraße einbiegt. Es war daher ein Block von sechs Häusern in einer Länge von rd. 85 m zu unterfahren. Hausunterfahrungen in solchem Ausmaße sind in Berlin bisher nicht ausgeführt worden. Für die Arbeiten wurden nur Kellerräume in Anspruch genommen und auch diese nur vorübergehend, so daß weder Geschäftsbetriebe noch Mieter der Häuser gestört wurden. Die Fundamente der Tragmauern reichen bis 12,20 m unter die Straße und fast 9 m ins Grundwasser (Abb. 1). Die Durchführung dieser Arbeiten erforderte etwa ein Jahr und verlief ohne Unfall und ohne nennenswerte Schädigung der Häuser.

Der 130 m lange Bahnhof Moritzplatz (Abb. 2) ist als Kreuzungsbahnhof sehr geräumig ausgebildet. Die Bahn Gesundbrunnen—Neukölln liegt oben; für eine später geplante Schnellbahn durch die Oranienstraße ist ein Tieftunnelstück von 40 m Länge zugleich ausgeführt worden. Die Fundamentsohle des Tieftunnels liegt 14,3 m unter der Straße und fast 11 m im Grundwasser. Von den vier auf dem Moritzplatz geplanten Eingängen sind zunächst zwei fertiggestellt, die beiden anderen werden in einigen Monaten in Betrieb kommen. Die architektonische Ausgestaltung des Bahnhofs stammt von Prof. Dr.-Ing. ehr. Peter Behrens.

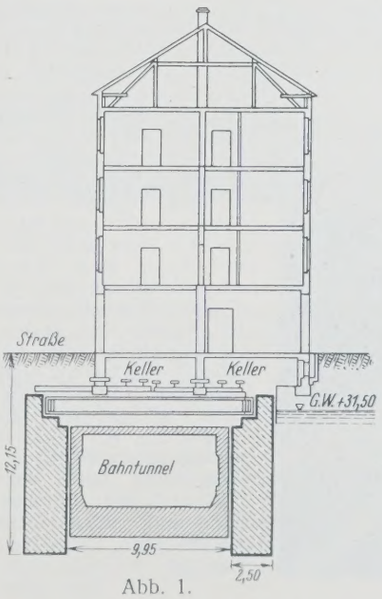


Abb. 1.

Am Bahnhof Neanderstraße (ebenfalls 130 m lang) mußten wegen der geringen Breite der Neanderstraße die Eingänge zum Untergrundbahnhof in Häuser verlegt werden, die entsprechend umgebaut wurden (Abb. 3). Die Anordnung der Eingänge in dieser Form tritt in Berlin zum ersten Male auf. Die architektonische Durchbildung dieses Bahnhofs

[10]) Vergl. auch Garbotz: „Förder- und Energiewirtschaftsprobleme bei den Bauarbeiten für die Ausnutzung der Shannon-Wasserkräfte in Irland". Bauwelt 1927, Heft 14 u. 18.

[11]) Vergl. Bauingenieur 1927, Heft 40, S. 730 ff.

[12]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 9, S. 115.

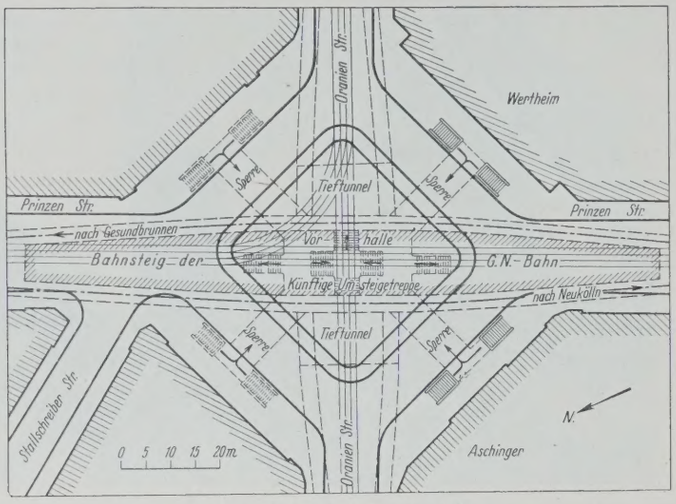


Abb. 2. Bahnhof Moritzplatz.

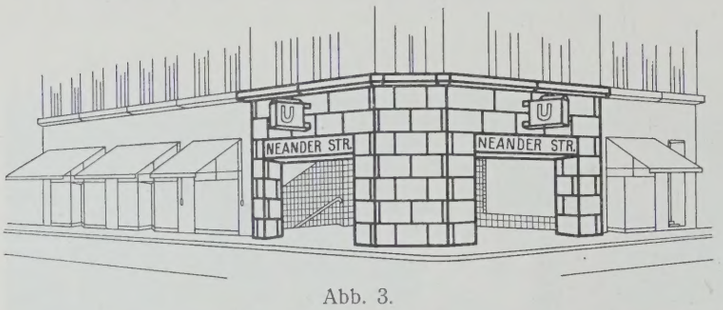


Abb. 3.

war Prof. Grenander unter Mitarbeit des Architekten Fehse übertragen.

Der Bahnbau erforderte die Umgestaltung des Platzes am Cottbusser Tor. Zurzeit hat man mit dem notwendig gewordenen Umbau des Hochbahnhofs Cottbusser Tor begonnen, worüber bereits in Heft 9 einiges mitgeteilt wurde. Die Verschiebung dieses Bahnhofs macht zu beiden Seiten des Umbauabschnittes die zeitweilige Errichtung behelfsmäßiger Viaduktstrecken erforderlich, die bereits im Bau sind.

Mit der Eröffnung der dritten Teilstrecke bis Bhf. Neanderstraße, wo die Bahn vorläufig endigt, ist durch die Inbetriebnahme der ganzen Bahnstrecke südlich der Spree zunächst ein gewisser Abschluß erreicht. Bis zum Anschluß weiterer Strecken nördlich des Bhfs. Neanderstraße wird ein längerer Zeitraum verstreichen. Auf der Nordstrecke bedingen vor allem die neue Unterfahrung der Spree im Zuge der Jannowitzbrücke, die umfangreichen Bauten auf dem Alexanderplatz und der Bau des Endbahnhofs Gesundbrunnen die Fertigstellungstermine der Bahn. Die Reststrecke Neanderstraße—Gesundbrunnen soll etwa Mitte 1929 in ganzer Länge gleichzeitig eröffnet werden.

Die Strecke vom Bhf. Cottbusser Tor bis nahe dem Bhf. Moritzplatz wurde von der A.-G. für Bauausführungen, die Strecke Moritzplatz—Neanderstraße von der Untergrund-Baugesellschaft ausgeführt. Ls.

Der neue 11,2 km lange Fahrverkehr-Viadukt an der Ausmündung des Holland-Tunnels auf der New Jersey-Seite ist bestimmt, den schweren Verkehrsnöten dieses dichtbevölkerten und von zahlreichen Hauptverkehrsadern durchzogenen Stadtteils von New York durchgreifend abzuhelfen.

Als ein Hauptbestandteil des neuen Gesamtplans für die Neuregelung des Durchgangverkehrs von Groß-New York führt er den Verkehr vom westlichen Ufer des Hudson und dem neuen Tunnel durch New Jersey nach den Vororten Kearny, Newark, Elizabeth, nimmt im Sommer den starken Ausflugverkehr nach der Atlantic-Küste auf und vermittelt das ganze Jahr hindurch die Fernverbindung mit Trenton, Philadelphia, Baltimore, Washington und dem Süden, mit Easton, Pittsburgh und dem Westen der Vereinigten Staaten.

Die ganze Länge dieser großzügig angelegten Durchgangstraße beträgt annähernd 21 km, von denen — wie oben gesagt — über 11 km als Über- oder Unterführung bestehender Hauptstraßen mit zum Teil stärkstem Verkehr, in der Hauptsache nach der nebenstehenden Abbildung als Viadukt ausgebildet sind.

Die Straße ist nur für Fuhrwerkverkehr, also ohne Fußwege, ausgebildet und soll in jeder Richtung nebeneinander zwei Wagenreihen, in Zeiten besonders starken Verkehrs nach einer Richtung in dieser drei, in der anderen nur eine aufnehmen können. Die dafür vorgesehene Breite beträgt 15,24 m. Das Pflaster besteht aus Granitwürfeln und Asphalt-Fugenverguß auf starker Betonunterlage. Zum Anschluß an die gekreuzten vorhandenen Straßen ist etwa alle 1,6 km die Anlage von Rampen vorgesehen. Die Ausführung ist sowohl in Eisen wie in Eisenbeton vorgesehen, im ersteren Fall mit drei, im letzteren mit vier Stützen, in beiden Fällen jedoch mit Eisenbetonfahrbahn.

Für den östlichen Teil rechnet man mit einem Jahresverkehr von 20, für den westlichen mit 12 bis 15 Mill. Fahrzeugen.

Ein Teil des Viaduktes ist bereits fertiggestellt und im Verkehr, weitere Strecken — zusammen etwa 8 km — sind im Bau, die Vertragsumme der vollendeten oder in Angriff genommenen Arbeiten wird auf 11,5 Mill. $ geschätzt. Nach diesem Stande der Arbeiten rechnet man damit, daß der in den Stadtbezirken New Jersey und Newark gelegene Teil des Gesamtbauwerkes jedenfalls Ende 1928 vollendet sein wird.

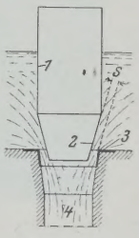
Die Gesamtbaukosten werden auf 30 Mill. $ beziffert, die Kosten für Grunderwerb infolge glücklicher Linienführung als verhältnismäßig niedrig bezeichnet. Ki.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. April ausgegebene Heft 8 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Jugendherberge Altenahr. — Wohnhausblock Berlin-Mariendorf. — Dr.-Ing. R. Schmeitzner: Hausklärgruben.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Zylinderschütz, insbesondere für Schleusenumläufe. (Kl. 84 a, Nr. 442 338 vom 7. 12. 1924 von Maschinenbau-A.-G. vorm. Starke & Hoffmann in Hirschberg, Schles.) — Der Zylinder 1 des als Zylinderschütz ausgeführten Umlaufverschlusses am unteren Ende erhält die Gestalt eines schlanken Kegelstumpfes 2 und ragt im geschlossenen Zustande weit in den Ventilsitz 3 hinein, der hohlkegelig, und zwar mit steilerer Anordnung der Erzeugenden als der Kegelstumpf am Ventilzylinder ausgebildet ist. Von der Breite *s* des Ringspaltes an der Mündung des Umlaufkanals 4 hängt die einströmende Wassermenge ab. Sitzt der Kegelstumpf des Zylinderschützes im Bereich des Sitzringes, so öffnet sich der Spalt *s* nur allmählich. Ist der Rand des Kegelstumpfes über den Sitzring gehoben, so verstärkt sich der Wasserzufluß.



Verfahren zur Verfestigung von Gebirgsschichten. (Kl. 5 c, Nr. 441 622 vom 15. 8. 1926 von Tiefbau- und Kälteindustrie-Akt.-Ges. vormals Gebhardt & Koenig und Dr.-Ing. Hugo Joosten in Nordhausen.) — Das Verfahren besteht darin, daß man durch Einwirken von löslichen Salzen oder Säuren auf kieselsäurehaltiges Material freie Kieselsäure bildet. Das quarzhaltige Gebirge wird mit kieselsäurehaltigen Stoffen durchtränkt, und lösliche Salze werden außerhalb des Durchtränkungsbereiches des kieselsäurehaltigen Materials in den Gebirgskörper eingeführt, wobei die Salzlösungen in breiter Fläche in letzteren eindringen. Bei Verwendung von Säuren ist darauf zu achten, daß ein Überschuß von Säuren das Gebirge wieder zersetzt und etwa vorhandene Metallteile angreift. Um bei Gebirgen mit größeren Poren oder Zwischenräumen zu verhindern, daß die eine Bildung freier Kieselsäure verhindernden Niederschläge auftreten, füllt man die Poren vor Anwendung des Verfahrens mit kieselsäurehaltigem Material aus, so daß auch bei größeren Hohlräumen oder Poren des Gebirges eine Verfestigung durch Bildung freier Kieselsäure eintritt.

Personalnachrichten.

Preußen. Dem Regierungsbaurat Uhden in Celle ist die endgültige Verwaltung des Kulturbauamtes daselbst und dem Regierungsbaurat Schultze in Lüneburg die Verwaltung des Kulturbauamtes daselbst übertragen worden.

Baden. Versetzt sind: die Regierungsbauräte Eugen Trefzger vom Kulturbauamt Lörrach zum Wasser- und Straßenbauamt daselbst unter Zurücknahme seiner Versetzung zur Wasser- und Straßenbaudirektion und Max Wunderlin in Lörrach zur Wasser- und Straßenbaudirektion in Karlsruhe.

INHALT: Der Umbau der Vorderarche in Rathenow. — Über praktische Anordnung von Viehrampen. — Abstützungen von Druckstäben. (Schluß.) — Vermischtes: 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. — Eröffnung der III. Teilstrecke der Schnellbahn Gesundbrunnen–Neukölln, Berlin. — Neuer 11,2 km langer Fahrverkehr-Viadukt an der Ausmündung des Holland-Tunnels. — Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 11. Mai 1928 — Heft 20

Alle Rechte vorbehalten.

Das Abwasserpumpwerk Schwelgern in Hamborn am Rhein.

Von Regierungsbaumeister **Helmut Carp.**

Mitteilung der Emschergenossenschaft in Essen.

Wie in der Einleitung eines bereits früher veröffentlichten Aufsatzes[1]) ausgeführt ist, hat die Emschergenossenschaft[2]) die gesetzliche Aufgabe der Vorflutbeschaffung und Abwasserreinigung im Niederschlaggebiet der Emscher, das den Kern des rheinisch-westfälischen Industriegebietes bildet.[3]) Die Vorflut der Emscher wurde von der E. G. durch Beseitigung der früher vorhandenen Mühlenstaue, durch Begradigung des Wasserlaufes und durch Tieferlegung der Sohle geschaffen. In die vertiefte Emscher konnte dann das anliegende Gelände, das zum großen Teil von Natur schon versumpft oder infolge des Bergbaues unter den Grundwasserspiegel gesunken war, entwässern. In ähnlicher Weise sind die einzelnen in die Emscher mündenden Bachläufe behandelt worden. Mit Rücksicht auf später eintretende Bergsenkungen (so wird das Absinken des Geländes infolge Kohlenabbaues genannt) sind Abstürze in die Wasserläufe eingeschaltet worden, die bei Bedarf beseitigt werden. Dadurch wird dann oberhalb des Absturzes der Wasserspiegel, der bei den Bergsenkungen in gleicher Höhe geblieben ist, gesenkt.[4])

An einzelnen Stellen des Emschergebietes ist es aus natürlichen Gründen oder infolge der immer größer werdenden Bergsenkungen nicht möglich, durch die oben beschriebene Art den Wasserspiegel im Vorfluter niedrig zu halten. Dann muß die Vorflut künstlich durch Pumpwerke beschafft werden. Die E. G. hat eine Reihe von derartigen Pumpwerken errichtet und betreibt sie. Ihre Zahl wird im Laufe der Jahre mit zunehmender Verschlechterung der Verhältnisse immer größer.[5]) Besonders in der Nähe des Rheines muß Hilfe einsetzen. Die Bergsenkungen sind hier sehr stark. Um einen Begriff von ihrer Größe zu vermitteln, sei erwähnt, daß die Senkungen in einer in der Nähe des Rheines liegenden Großstadt seit 1907 bis zu 3,40 m betragen. Dabei bleiben die Rheinwasserstände vom Bergbau unbeeinflußt. Die Hochwässer des Rheins würden immer weiter in das dicht besiedelte Land eindringen, wenn nicht die E. G. durch Deiche das Gebiet schützte und durch Pumpwerke das anfallende Wasser fortschaffte. Ein großes Abwasserpumpwerk, das Pumpwerk Alte Emscher, an der Mündung der alten Emscher in den Rhein gelegen (Abb. 1), mit einer gewöhnlichen Leistung von 3,5 m³/Sek. = 210 m³/Min. und einer Höchstleistung von 7 m³/Sek. = 420 m³/Min. bei 3500 installierten PS, ist aus Veröffentlichungen oder durch Besichtigung einem größeren technischen Kreise bekannt geworden.

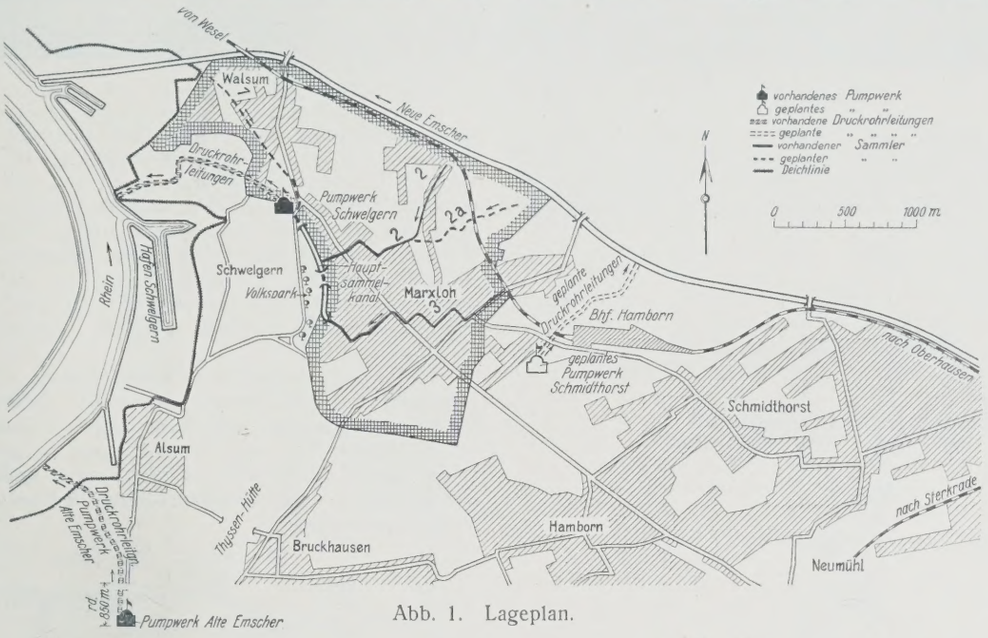


Abb. 1. Lageplan.

Ein zweites Pumpwerk in der Nähe des Rheines ist von der E. G. in den Jahren 1926/27 erbaut worden, das Pumpwerk Schwelgern in Hamborn. Es soll im nachfolgenden beschrieben werden, wobei hauptsächlich die den Bauingenieur interessierenden Fragen berührt werden.[6])

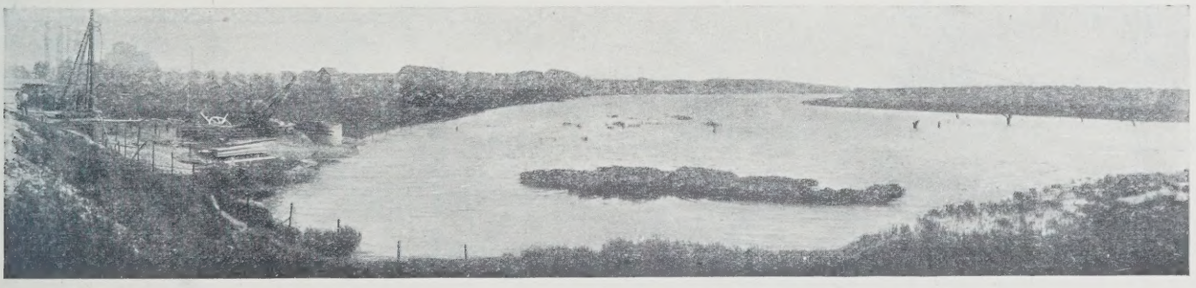


Abb. 2. Das vor Errichtung des Baupumpwerks ständig überflutete Schwelgernbruch.

Das Niederschlaggebiet des neuen Pumpwerks geht aus Abb. 1 hervor. Es umfaßt die Hauptteile des Stadtteils Marxloh der Großstadt Hamborn. Das Gebiet entwässerte früher unmittelbar zum Rhein. Im Januar 1920, als der Rhein ein außergewöhnliches Hochwasser führte, entstand große Gefahr für Marxloh, insbesondere auch für die Schachtanlage II/V der Vereinigten Stahlwerke A.-G., früher Gewerkschaft

[1]) Carp: „Das Emschergebiet während des Hochwassers Neujahr 1926", „Die Bautechnik" 1926, Heft 15.

[2]) Emschergenossenschaft in der Folge mit „E. G." bezeichnet.

[3]) Ausführlich ist über die E. G. berichtet worden in der Denkschrift „25 Jahre E. G.", 1900 bis 1925, im Auftrage des Vorstandes herausgegeben von Baudirektor Dr.-Ing. ehr. Helbing, Selbstverlag der E. G., Essen. Eine Besprechung dieser Denkschrift findet sich in der „Bautechnik" 1925, Heft 41, S. 592.

[4]) Vergl. Steckhan: „Auskleidung von offenen Abwasserkanälen", „Die Bautechnik" 1927, Heft 28 u. 30.

[5]) Außer den von der E. G. betriebenen Pumpwerken gibt es noch eine Anzahl von kleineren Pumpwerken, die wegen der beschränkt örtlichen Bedeutung von den beteiligten Gemeinden oder Bergwerksgesellschaften betrieben werden.

[6]) Ein drittes Pumpwerk, Schmidthorst, ebenfalls im Gebiete der Stadt Hamborn liegend, wird in den Jahren 1928/29 errichtet werden (vergl. Abb. 1).

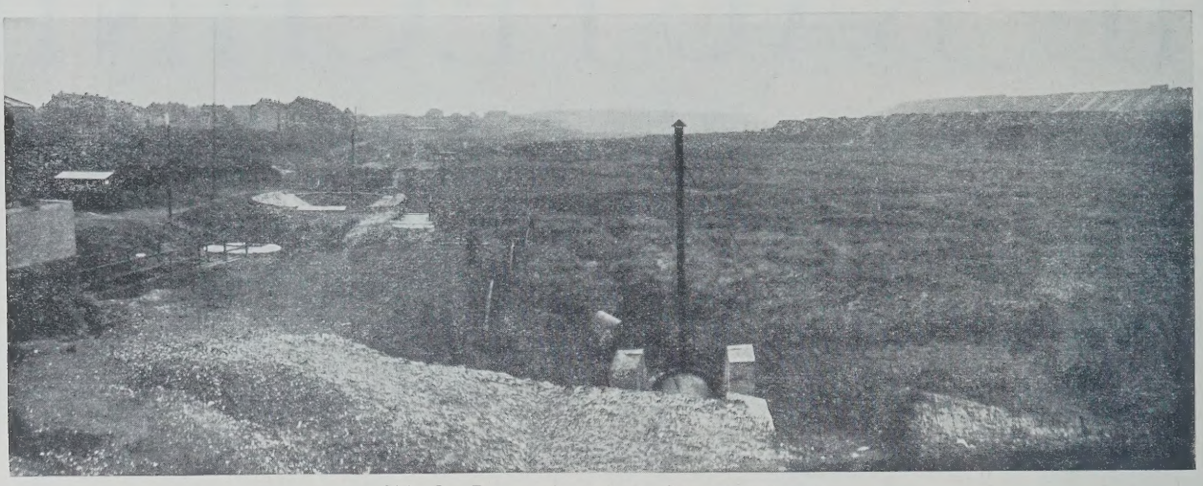


Abb. 3. Das trockengelegte Schwelgernbruch.

Deutscher Kaiser. Das Gebiet wurde daraufhin, wie bereits in dem eingangs erwähnten Aufsatze mitgeteilt worden ist, durch einen Rheindeich abgeschlossen. Gleichzeitig sollte das neue Pumpwerk gebaut werden, das u. a. auch dem Stadtteil Marxloh den Ausbau der städtischen Kanalisation

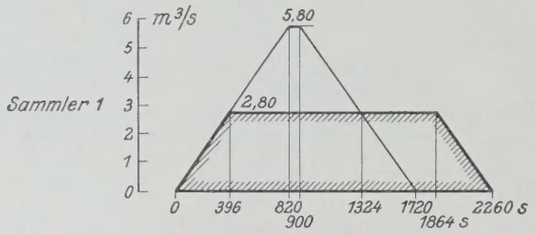


Abb. 4.

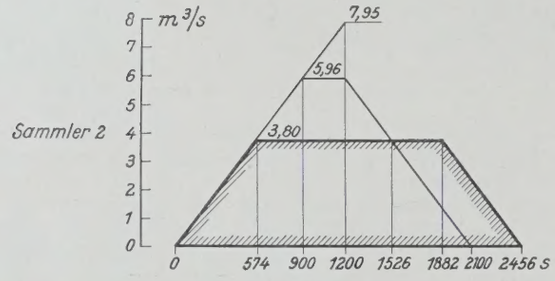


Abb. 5.

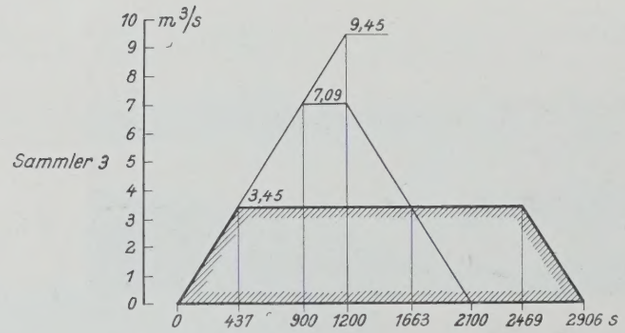


Abb. 6.

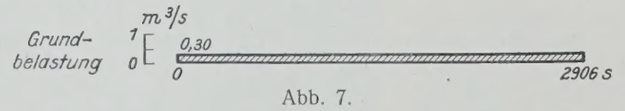
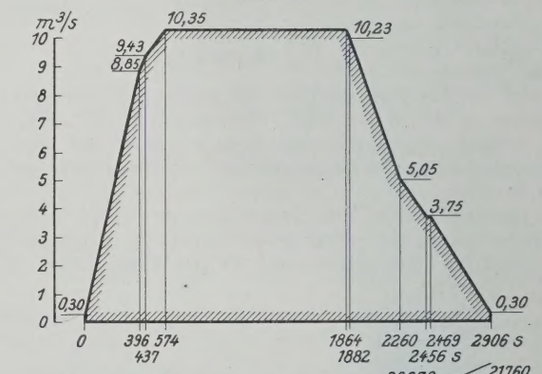


Abb. 7.

Schwelgernbruches war es der Stadt Hamborn, die in landschaftlicher Hinsicht von der Natur nicht sehr begünstigt ist, ermöglicht, Grünanlagen aus dem früheren Sumpfgelände zu machen. Es wurden dort ein Volkspark mit Wasserflächen, ein Schwimmbad, sowie ausgedehnte Sportplätze geschaffen. Durch den beginnenden Ausbau der Kanalisation von Marxloh und durch das weitere Absinken des Geländes, das einen verstärkten Grundwasserandrang mit sich brachte, war die Leistungsfähigkeit des vorläufigen Pumpwerkes im Jahre 1925 fast erschöpft. Der Bau des endgültigen Pumpwerkes wurde dringend, und im Jahre 1926/27 wurde es gebaut.

Für die Bemessung der Pumpenleistung wurden rechnerische und zeichnerische Untersuchungen angestellt. Das Pumpwerk hat Niederschläge, Brauchwasser und Grundwasser zu fördern. Das Brauchwasser ist im Verhältnis zu den Niederschlägen nur gering. Die Grundwassermenge beträgt zurzeit etwa 60 l/Sek., später sind, insbesondere nach den Erfahrungen, die man beim Pumpwerk Alte Emscher gemacht hat, größere Mengen zu erwarten.

Abb. 8.



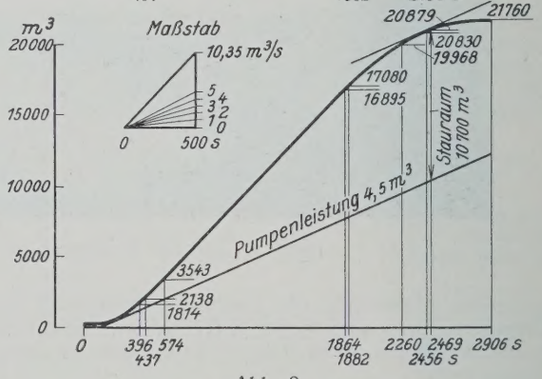


Abb. 9.

Abb. 4 bis 9. Ermittlung der Pumpenleistung.

ermöglichen sollte. Zunächst wurde ein Baupumpwerk zur Trockenlegung des ständig überfluteten Schwelgernbruches (Abb. 2) errichtet. Da kam jedoch die Inflation, und der Bau des endgültigen Pumpwerkes mußte aus finanziellen Gründen hinausgeschoben werden. Das Baupumpwerk wurde allmählich mit höherer Leistung ausgestattet und übernahm vorläufig die Aufgaben des endgültigen Pumpwerks (Abb. 3). Es leistete zuletzt bis 0,6 m³/Sek. = 36 m³/Min. Durch die Trockenlegung des

Einige allgemeine Bemerkungen über die Bemessung von Pumpwerken seien hier eingefügt. Bei dem Ausbau von Straßenkanälen ist es üblich, nicht die größte Regenstärke der Berechnung zugrunde zu legen, sondern eine geringere (z. B. 100 l/Sek./ha bei 15 Minuten Dauer).[7])

[7]) Vergl. Dr.-Ing. Imhoff: „Taschenbuch der Stadtentwässerung", Verlag R. Oldenbourg, München-Berlin.

Man spart die Kosten für die größeren Rohrdurchmesser und nimmt in Kauf, daß in gewissen Abständen Überflutungen der Straße bei außergewöhnlich starken Regenfällen eintreten. Die Kanäle werden außerdem sehr häufig unter Benutzung der Formel $v = \frac{100 \cdot \sqrt{R}}{0{,}35 + \sqrt{R}} \cdot \sqrt{RJ}$ berechnet. Darin sind: v die mittlere Wassergeschwindigkeit im Kanal, R der hydraulische Radius, J das Gefälle des Kanals. Der Wert 0,35 ist mit Rücksicht auf starke Sand- und Schlammführung und spätere Rauhigkeit durch Abnutzung u. dergl. ungünstig angenommen. In den ersten Jahren wird der tatsächliche Wert etwa 0,25 sein, d. h. die Leistungsfähigkeit der Kanäle ist größer. Bei der Berechnung der Förderleistung von Pumpwerken ist umgekehrt wie bei den Straßenkanälen mit einem für den Abfluß günstigen Werte zu rechnen, bei neuen Kanälen also mit dem Werte von 0,25. Es muß sodann beachtet werden, daß bei Anlagen, die keine Entlastung nach einer anderen Seite haben, Überstauungen im Pumpwerk nicht eintreten dürfen. Man muß deshalb in diesem Falle von dem stärksten zu erwartenden Regen ausgehen und unter Berücksichtigung der Leistungsfähigkeit der Zubringerkanäle die Zulaufmenge zum Pumpwerk zu bestimmen versuchen.

Beim Pumpwerk Schwelgern ist aus dem oben angeführten Grunde mit einer weit größeren Regenmenge als 100 l/Sek./ha während 15 Minuten[8]) Regendauer gerechnet worden. Aus der Tafel 1 geht hervor, wie im Emschergebiet die Regenstärke mit ihrer Dauer abnimmt.[9])

Tafel 1.

Dauer	Höchstwert		
bis 15 Minuten	2,06 mm/Min.	= 344	l/Sek./ha
„ 50 „	1,57 „	= 262	„
„ 60 „	0,87 „	= 145	„
1 „ 2 Stunden	0,78 „	= 130	„
2 „ 3 „	0,38 „	= 63	„
3 „ 4 „	0,21 „	= 35	„
5 „ 6 „	0,14 „	= 23	„
6 „ 7 „	0,11 „	= 18	„

Mit Rücksicht darauf, daß diese Höchstwerte nur an einzelnen Regenstationen gemessen sind und daß die mittlere Regenstärke um so geringer wird, je größer das betrachtete Gebiet ist, ist beim Pumpwerk Schwelgern mit einem Werte von 250 l/Sek./ha bei 15 Min. Dauer gerechnet worden. Durch Multiplikation mit der Fläche und dem Abflußwerte, der entsprechend der vorhandenen oder später zu erwartenden Bebauungsart geschätzt werden muß, ergeben sich dann die Abflußmengen. Sie betragen für die drei Sammler des Niederschlaggebietes (vergl. Abb. 1) 5,8, 7,95 und 9,45 m³/Sek. Nun fließen diese Mengen nicht sofort den Pumpen zu, es tritt vielmehr, wie bekannt, eine Verzögerung ein, die abhängig ist von der Wassergeschwindigkeit in den Sammlern und von deren Länge. In Tafel 2 (Spalte 1 bis 5) ist die Verzögerung ermittelt.

Tafel 2.

Sammler	Abflußmenge m³/Sek.	Gesamtlänge des Sammlers m	Geschätzte mittlere Geschwindigkeit m/Sek.	Zeitdauer bis zum größten Werte Sek	Q m³/Sek.	Q unter Druck m³/Sek.
1	2	3	4	5	6	7
1	5,80	1150	1,4	820	1,40	2,80
2	7,95	1700	1,4	1200	1,90	3,80
3	9,45	1700	1,4	1200	1,72	3,45

[8]) Bei anderen Verhältnissen kann auch ein Regen von 30 oder 45 Min. Dauer trotz geringerer Stärke die größere Wassermenge bringen. Es sind daher Vergleichsberechnungen anzustellen.

[9]) Vergl. Dr.-Ing. v. Bülow: „Niederschlag und Abfluß im Emschergebiet", S. 182 ff. der in der Fußnote [3]) angegebenen Denkschrift.

Es wirkt ferner der Querschnitt der Sammler, der, wie oben erwähnt, im allgemeinen nicht für den stärksten Regen bemessen wird, drosselnd auf den Abflußvorgang ein. In den Abb. 4 bis 6 ist der Abflußvorgang der einzelnen Sammler dargestellt. Es sei vorweg bemerkt, daß die Genauigkeit der Ermittlung ihre Grenzen hat. Eine vollständige Genauigkeit erscheint auch nicht erforderlich, wenn man überlegt, daß die Annahmen schwierig zu schätzen sind und daß vor allem durch die Bodensenkungen die Gefällverhältnisse und der Abflußvorgang dauernd verändert werden. Beim Sammler 1 würde der Wert von 5,80 m³/Sek. (Spalte 2 der Tafel 2) nach 820 Sek. (Spalte 5) erreicht sein. Er würde dann bis zum Schluß des 15-Min.-Regens (= 900 Sek.) erhalten bleiben. Nach weiteren 820 Sek. (im ganzen = 1720 Sek.) würde er auf 0 herabgegangen sein. Der hohe Wert von 5,80 m³/Sek. kann jedoch nicht eintreten, weil der Sammler 1 diese Menge nicht leisten kann. Seine Leistungsfähigkeit bei vollständiger Füllung gibt Spalte 6 der Tafel 2 an. Sie errechnet sich aus dem geplanten Kanalquerschnitt und aus dem entwurfsmäßigen Gefälle.

Die gelegentlich eintretenden Überstauungen setzen die Kanäle unter Druck und vergrößern die Geschwindigkeit. Bei der durch die tiefe Lage unter Gelände bedingten großen Druckhöhe sei sie auf das Doppelte geschätzt. Es ergeben sich dann die in Spalte 7 angegebenen Zahlen. Wenn daher die Zuflußlinie für Sammler 1 (Abb. 4) den Wert von 2,80 m³ erreicht hat, wird sie nicht weiter steigen, sondern so lange konstant bleiben, bis die Wassermengen, die sich auf den Straßen und in den Schächten befinden, abgeflossen sind. Diese Wassermengen sind dargestellt durch die abgestumpfte Spitze über der Wagerechten 2,80. Die Werte 1864 und 2260 Sek. ergeben sich aus der Flächengleichheit des über der Sekundenlinie zwischen 1720 und 2260 Sek. liegenden Parallelogramms mit der erwähnten abgestumpften Spitze. Genau genommen wird die Abflußzeit, die in Tafel 2 mit 820 Sek. angegeben ist, verkürzt sein, da die Abflußgeschwindigkeit (1,4 m/Sek.) größer wird, sobald die Wassermenge 1,40 m³/Sek. erreicht ist und der Kanal unter Druck kommt. Das würde zur Folge haben, daß der Wert 5,80 m³/Sek. schon vor Ablauf von 820 Sek. eintritt. Es wird von der genauen Untersuchung abgesehen,

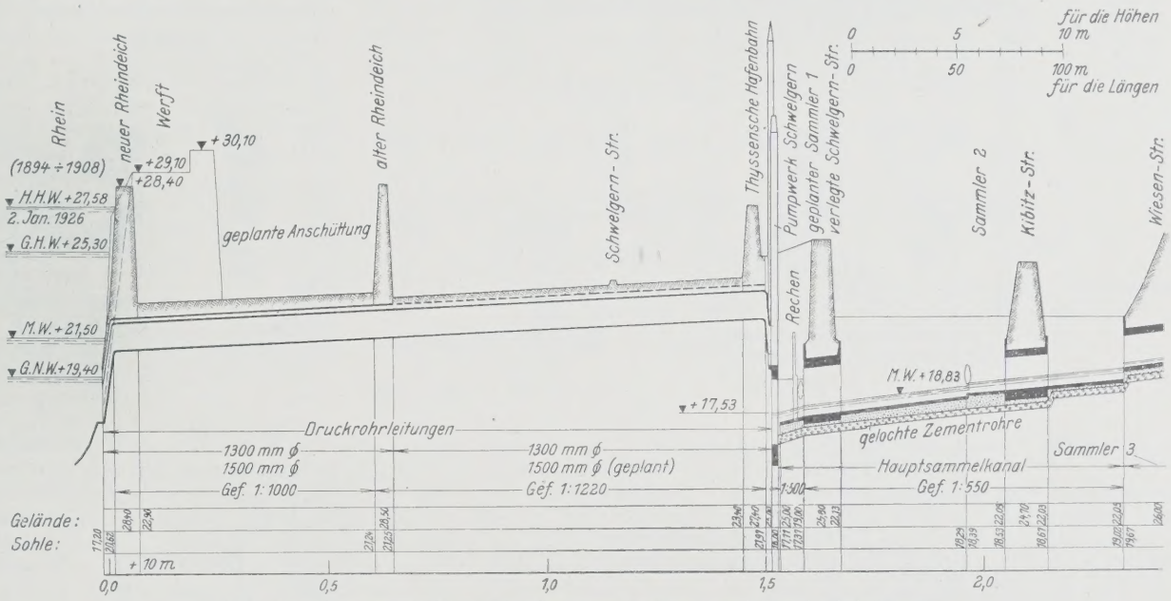


Abb. 10. Längenschnitt durch Hauptsammelkanal und Druckrohrleitungen.

gemäß dem soeben Ausgeführten über den Wert der Genauigkeit. Das in der Abb. 4 schraffiert umzogene Trapez stellt hiernach den durch Kanallänge und Drosselwirkung verzögerten Abfluß des Sammlers 1 dar.

In ähnlicher Weise wird die Abflußlinie für den Sammler 2 gefunden (Abb. 5). Gegenüber der Abb. 4 besteht jedoch ein Unterschied. Infolge der großen Kanallänge würde der Höchstwert von 7,95 m³/Sek. erst nach 1200 Sek. (s. Tafel 2, Spalte 5) eintreten. Vorher hört jedoch der Regen auf. Daher würde schon von 5,96 m³/Sek. an (bei 900 Sek.) die Abflußlinie wagerecht verlaufen, bis 1200 Sek. und dann bis auf 0 bei 2100 Sek. herabgehen. Der Kanal leistet aber nur 3,80 m³/Sek. bei Überdruck. Daher bleibt von 574 Sek. an der Zufluß konstant, und zwar so lange (1882 Sek.), bis die Wassermenge über der Wagerechten von 3,80 m³/Sek. abgeflossen ist. Der Wert von 1882 Sek. ergibt sich wieder aus der Flächengleichheit. Die gesamte Abflußzeit ist 2456 Sek.

In gleicher Weise wird das Bild für Sammler 3 gefunden (Abb. 6).

Die Grundbelastung ist mit Brauchwasser = 0,10 m³/Sek. und mit Grundwasser = 0,20 m³/Sek. (geschätzt), zusammen mit 0,30 m³/Sek. zu berücksichtigen (Abb. 7).

Die Abb. 8 stellt die Summe aller Zuflüsse dar. Aus der Multiplikation der Ordinaten (m³/Sek.) mit den Abszissen (Sek.) ergibt sich die Gesamt-

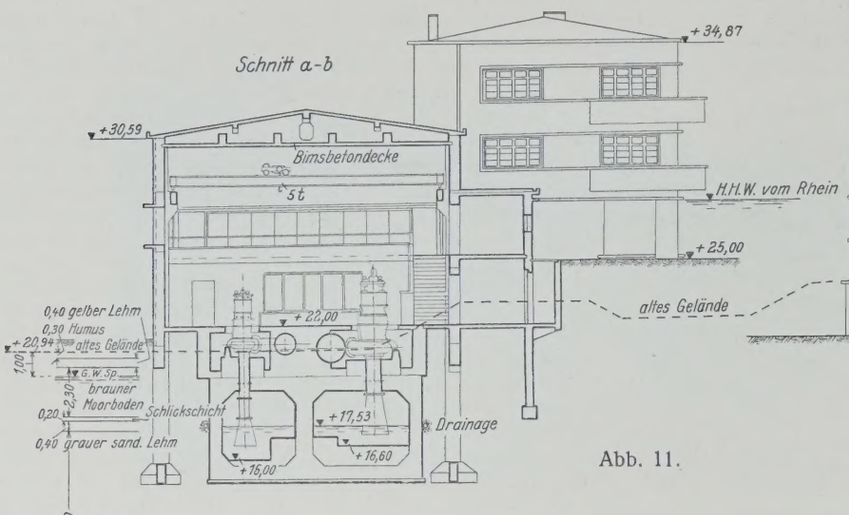


Abb. 11.

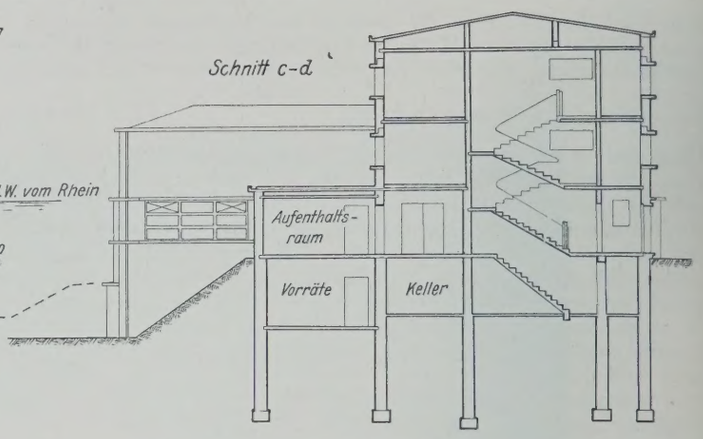


Abb. 13.

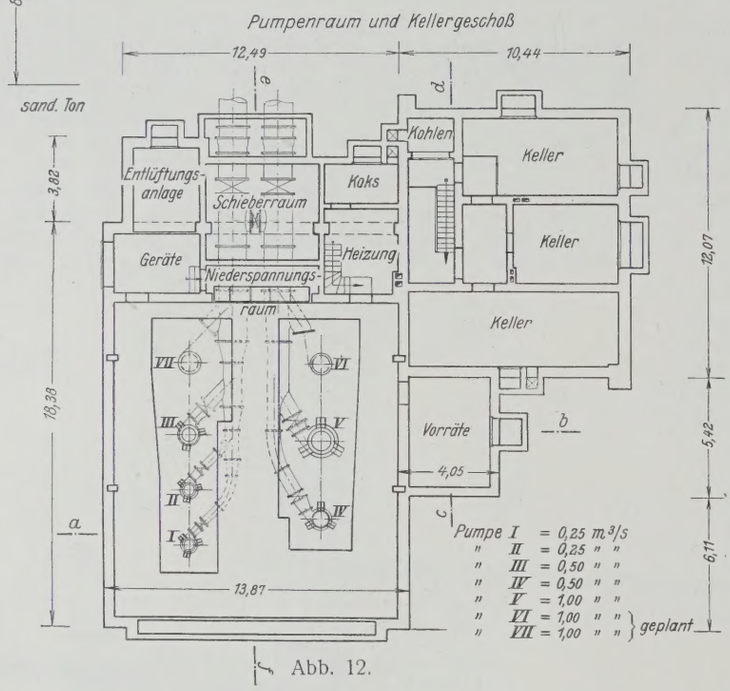


Abb. 12.

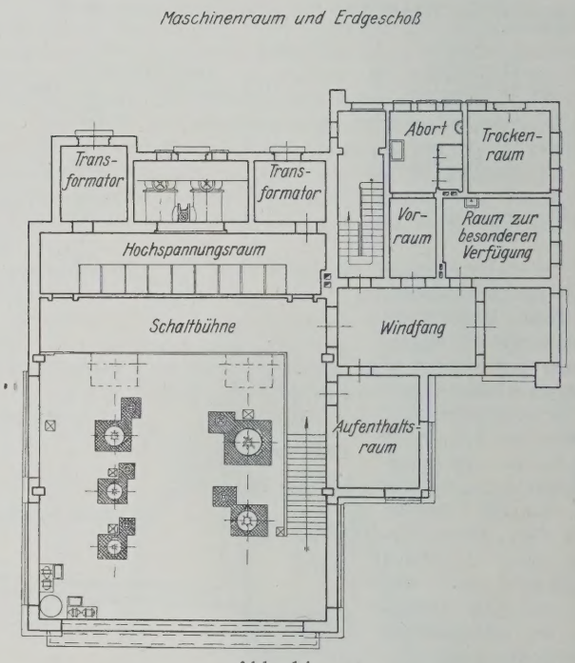


Abb. 14.

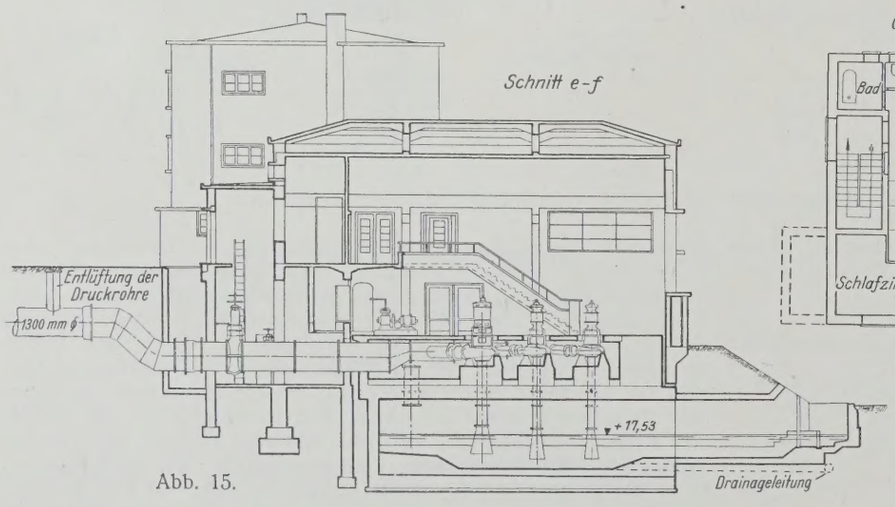


Abb. 15.

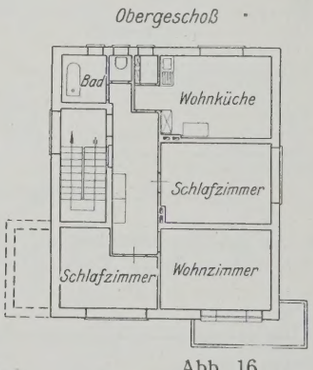


Abb. 16.

Abb. 11 bis 16. Grundrisse und Schnitte.

menge, die nach Ablauf der betreffenden Sekundenzahlen zum Hauptsammler geflossen sind. In der Summenlinie Abb. 9 sind diese Werte aufgetragen und durch eine Kurve verbunden. Wäre ein Ausgleich der Spitze durch einen Stauraum nicht möglich, so müßte die Pumpenleistung nach Abb. 8 auf 10,35 m³/Sek. bemessen werden.[10]) Die im Höchstfalle benötigte Pumpenleistung hängt von dem vorhandenen Stauraum ab. Der Hauptsammelkanal, in den die Sammler 1 bis 3 einmünden, faßt rd. 8200 m³. Im Zuflußkanal zwischen Rechenanlage und Pumpwerk sowie in der geplanten Kläranlage mit ihren Zu- und Abflußrinnen finden 2500 m³ Platz. Der gesamte Stauraum beträgt somit 10700 m³. Daraus ergibt sich dann die erforderliche Mindeststeigung der Summenlinie der Pumpenleistung. In dem zugehörigen Maßstabe kann sie zu 4,5 m³/Sek. abgelesen werden.

Da die Untersuchungen mit vollständigem Ausbau der Kanalisation und vollständiger Bebauung des Niederschlaggebietes rechnen, wird diese berechnete Menge von 4,5 m³/Sek. erst in späterer Zeit benötigt werden. Vorläufig ist das Pumpwerk für eine Leistung von 2,5 m³/Sek. ausgebaut.

Der Längenschnitt durch den Hauptsammelkanal, das Pumpwerk und die Druckrohrleitungen (Abb. 10) zeigt die Abhängigkeit der Förderhöhe vom Rheinwasserstande. Die geodätische Förderhöhe kann zurzeit bis rd. 10 m steigen. Sie wird bei weiterem Absinken des Geländes noch wachsen.

Das Bauwerk gliedert sich in Maschinenhaus und Wohnhaus. Das Maschinenhaus steht unabhängig von den Pumpenfundamenten über den

[10]) Kontrolle: Übertragung des steilsten Stückes der Summenlinie Abb. 9 in den Maßstab muß ebenfalls 10,35 m³/Sek. ergeben.

Maschinen (vergl. Abb. 18). Für die Anordnung der einzelnen Maschinensätze, die den Grundriß des Maschinenhauses bestimmte, war die Wahl der Pumpen entscheidend. Es wurden neuere Konstruktionen mit senkrechter Welle verwendet. Dadurch ist es möglich, für die gleiche Leistung mit sehr viel weniger Grundfläche auszukommen, als Pumpen mit liegenden Wellen und unmittelbar gekuppeltem Motor benötigen. Die Motoren sind außerdem bei Betriebsstörungen nicht der Gefahr ausgesetzt, überflutet zu werden. Die Maschinensätze sind, wie aus Abb. 12 hervorgeht, in zwei Reihen angeordnet, von denen die eine als NW- und MW-, die andere als HW-Reihe gedacht ist. Die Maschinen ruhen auf der Decke von zwei Zulaufkanälen, in die die Saugrohre der einzelnen Pumpen hineinhängen. Anschließend an das Pumpenhaus sind die Betriebsräume angeordnet. Außerdem sind Wohnungen für zwei Maschinisten vorhanden. Über die Aufteilung und Zweckbestimmung der Räume geben die Abb. 11 bis 16 Aufschluß.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.).

Von Prof. **A. Müllenhoff**, Aachen.

II.

Die bereits in einem früheren Aufsatze beschriebene Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth[1]) verdient unsere Beachtung auch mit Rücksicht auf die bei ihrer Erbauung angewandte Bauweise der Kabel. Das durch zahlreiche Veröffentlichungen genügend bekannte Luftspinnverfahren, nach dem seit den Zeiten John Röblings zahlreiche große Brückenkabel hergestellt worden sind, wird durch die erforderlichen Einrichtungen zu kostspielig, wenn es sich darum handelt, etwas kleinere Brücken, etwa bis zu 200 m Spannweite, herzustellen, so daß bei diesen Brücken, von denen eine große Anzahl in den Vereinigten Staaten bestehen, meist eine andere Art der Herstellung der Kabel angewendet wurde, das sogenannte Ohio-Verfahren. Nach diesem werden die Kabel aus parallelen Drähten am Ufer hergestellt. Die einzelnen Litzen werden in Abständen von etwa 1 m mit Bindedrähten gebunden, in diesem Zustande über den Fluß geschafft, auf die Pylonen aufgelegt und in den Verankerungen befestigt; nachdem sämtliche Litzen aufgebracht sind und ihre Länge durch Anziehen der Verankerung richtig eingestellt ist, werden die behelfsmäßigen Bindungen entfernt und die Kabel fertiggestellt. Nur für ganz kleine, leichte Brücken werden in den Vereinigten Staaten geflochtene Drahtseile verwandt, und zwar sind dann stets normale Drahtseile aus Runddrähten verwendet worden, keine geschlossenen Drahtseile. Diese werden drüben lediglich als Tragseile für Hängebahnen und dergl. benutzt, und die amerikanischen Brückenbauer betrachten die Verwendung von Drahtseilen ganz und besonders die der teueren verschlossenen Drahtseile im Brückenbau als widersinnig. Jedes Drahtseil, ob verschlossen oder nicht, erleidet an den Umlenkstellen erhebliche Zusatzbeanspruchungen, weil sich die äußeren Drähte infolge des größeren Krümmungshalbmessers stärker als die inneren dehnen müssen. Ferner ist die Elastizität eines jeden Drahtseiles stets größer als die des geraden Drahtes, infolgedessen werden die Durchbiegungen einer Hängebrücke mit geflochtenen Drahtseilen größer als die einer Brücke mit paralleldrähtigen Seilen gleichen Querschnittes; während bei letzteren als Elastizitätsmaß des Drahtmaterials zu 2 150 000 kg/cm² anzunehmen ist, dürfte er selbst bei gut vorgereckten geschlossenen Drahtseilen kaum höher als 1 700 000 kg/cm² sein. Schließlich kann auch nach Ansicht der amerikanischen Ingenieure in den paralleldrähtigen Seilen ohne weiteres eine höhere Beanspruchung zugelassen werden, als in den geflochtenen Seilen. Man kann dem Entwurfsverfasser, Herrn Steinman, nur zustimmen, wenn er in dem kürzlich erschienenen Bericht über die Portsmouth-Brücke (Eng. News-Rec. Vol. 99, Nr. 16 v. 20. 10. 27) ausspricht, daß man beim Bau von Hängebrücken bisher mit der Beanspruchung der Kabel übertrieben vorsichtig war, und daß für solche Kabel eine Beanspruchung von 7000 kg/cm² wohl zulässig scheint: hatte doch der Draht für die Portsmouthbrücke eine Mindestfestigkeit von 16 150 kg/cm² und eine Streckgrenze von 10 000 kg/cm². Da also zahlreiche Gründe für die Verwendung paralleldrähtiger Seile sprechen, ist es nach Ansicht der amerikanischen Ingenieure falsch, geflochtene oder gar verschlossene Seile zu verwenden, außer bei ganz leichten Brücken, da sich hierdurch nur Nachteile ergeben. Die jahrzehntelangen Erfahrungen mit paralleldrähtigen Seilen haben nämlich zur Genüge erwiesen, daß durch die nach dem Aufbringen der Kabelschellen stattfindende dichte Umwicklung mit Draht die dann noch mit asphaltgetränkten Jutestreifen und Farbanstrich geschützt wird, ein vollkommener Schutz gegen den Angriff der Feuchtigkeit geschaffen wird, daß also von einer Überlegenheit der geflochtenen Seile, insbesondere auch der geschlossenen Seile, in dieser Hinsicht nicht gesprochen werden kann. Das Vertrauen der amerikanischen Ingenieure in die Haltbarkeit dieser Seile ist sogar so groß, daß man eine Verzinkung der Drähte für überflüssig hält. Beim Abbruch der Roeblingschen Hängebrücke über den Niagara, die fast ein halbes Jahrhundert den immer wachsenden Eisenbahnverkehr getragen hatte, zeigten sich die unverzinkten Drähte im Kabel vollkommen rostfrei; die Drähte in der Williamsburghbrücke, die gleichfalls nicht verzinkt sind, sind bei den regelmäßigen Untersuchungen auch stets rostfrei gefunden worden, obwohl die Brücke über einen Meeresarm führt, also salzhaltiger Luft ausgesetzt ist. Steinman tritt deshalb auch ohne jedes Bedenken für die Verwendung unverzinkter Drähte ein, „ausgenommen möglicherweise in Küstengegenden mit salzhaltiger Luft". Die unverzinkten Drähte sind natürlich billiger als verzinkte und besitzen obendrein größere Festigkeit.

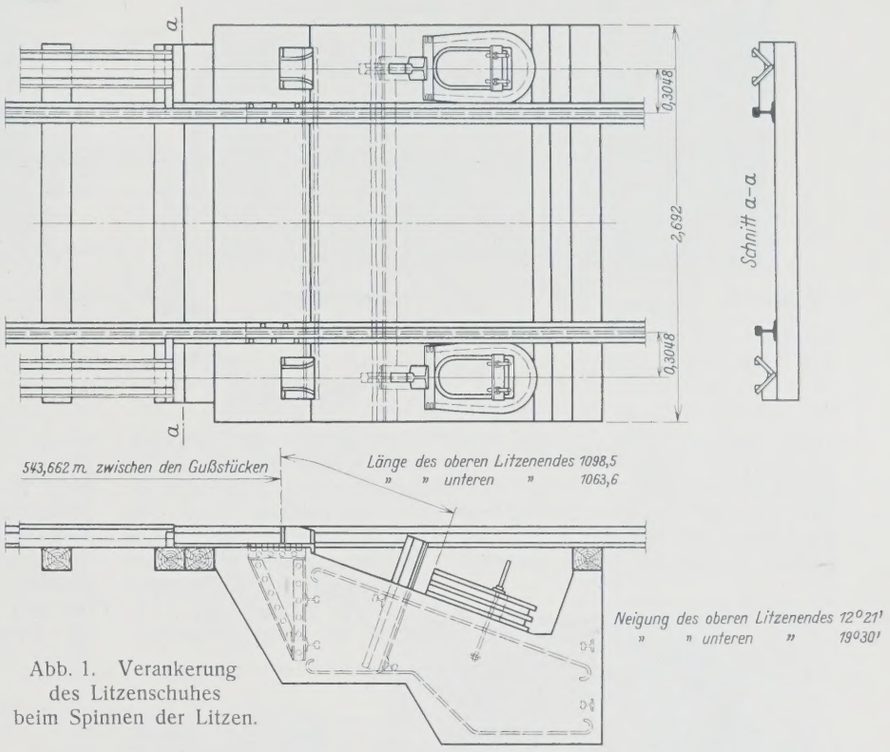


Abb. 1. Verankerung des Litzenschuhes beim Spinnen der Litzen.

Das beschriebene Verfahren der Seilherstellung hatte immerhin noch den Nachteil, daß bei dem Auslegen der Seile am Ufer sämtliche Drähte einer Litze gleich lang wurden, während sie nach dem Aufbringen auf die Pfeiler und über die Umlenkstellen zur Verankerung hin etwas verschiedene Längen haben müßten. Es treten also in den älteren Kabeln nach dieser Bauweise noch Zusatzspannungen in einzelnen Drähten auf. Um auch diese Zusatzspannungen zu vermeiden, haben die Entwurfsverfasser ein neues Verfahren zur Herstellung der Kabel ausgearbeitet, das hier zum erstenmal zur Anwendung kam. Am Südufer des Flusses konnte ein vorhandenes Nebengleis in genügend gerader Länge ausgebaut werden, um dort die Kabel herzustellen. In der in Abb. 1 gezeichneten Weise sind rechts und links neben diesem Gleis zwei trogartige Rinnen hergestellt worden, in denen die einzelnen Litzen verlegt wurden. Die Litzenschuhe, um die die Drähte bei der Herstellung der Litzen geschlungen werden, sind aber nicht mehr in der Ebene der Litzen angeordnet, sondern in Gruben, so daß die in den Trogen ausgelegten Drähte über einen Stahlgußblock zum Kabelschuh heruntergebogen werden mußten, und zwar betrug die Abbiegung 12° 21′ an jedem Ende der oberen, 19° 30′ der unteren Litzen. Die erwähnte Rinne war mit Blech ausgekleidet, das auf der Oberseite gut paraffiniert war und dessen Schüsse sich in der Richtung, in der die fertigen Litzen aus der Rinne herausgezogen wurden, überdeckten. Die Kabelschuhe wurden in der gleichfalls aus der Zeichnung ersichtlichen Weise in Betonblöcken an der Seite und unterhalb des Gleises gelagert, und zwar in einem für die einzelnen Litzen etwas verschiedenen Abstande voneinander. Um die Litzenlänge genau einstellen zu können, war in den Betonblock ein kurzes Schienenstück einbetoniert, das über die schräge Fläche, auf der der Litzenschuh lag, hervorragte, so daß zwischen Schiene und Litzenschuh nach Bedürfnis Futter eingelegt werden konnten. Die

[1]) „Die Bautechnik" 1928, Heft 9, S. 108.

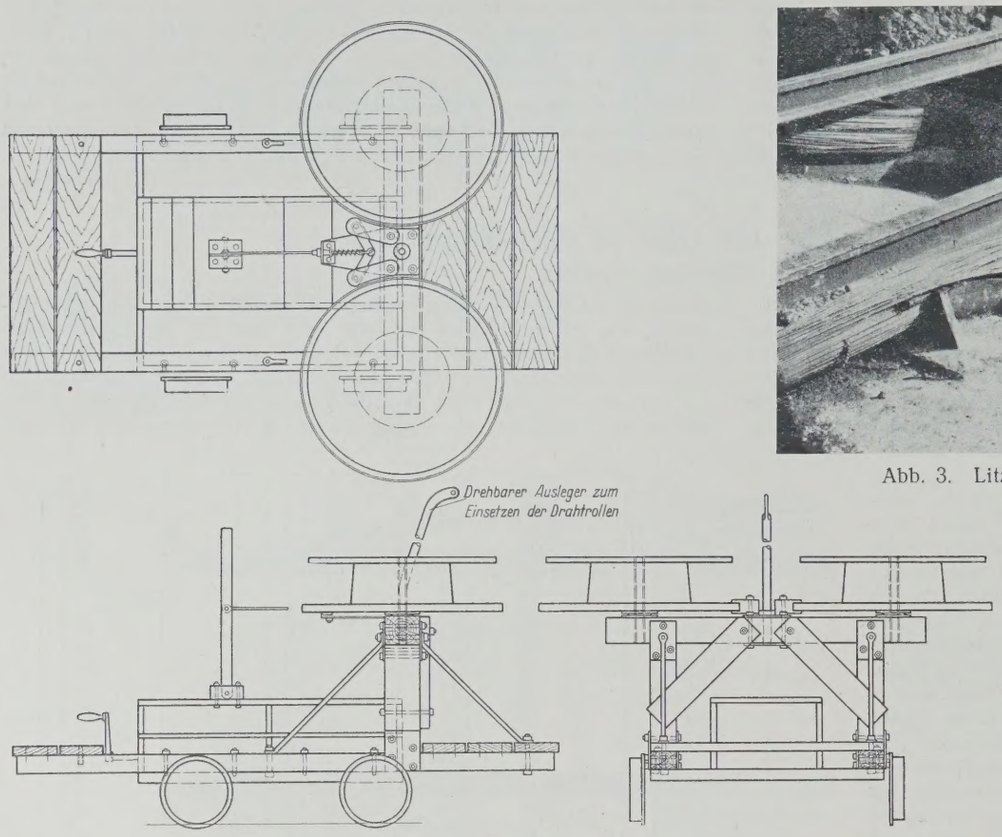


Abb. 2. Haspelwagen.

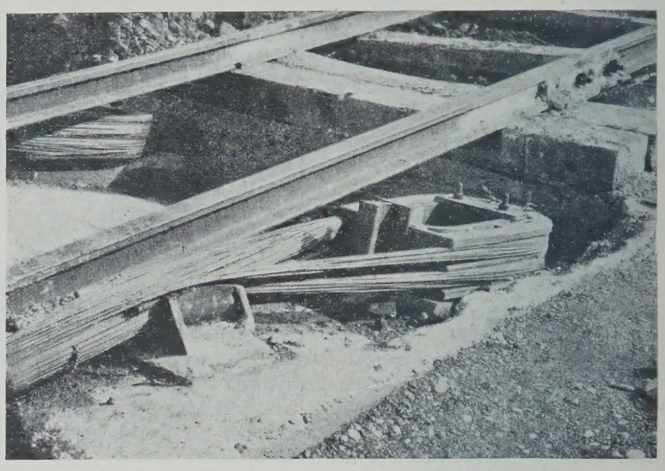


Abb. 3. Litzenschuh mit der fertigen Litze.

Herstellung der Litzen ging nun in der Weise vor sich, daß die Drahttrommeln paarweise in die Haspel auf einen Wagen mit Motorantrieb gelegt wurden (Abb. 2), der auf dem Gleise fuhr; dabei rollte sich der Draht von den Trommeln ab und legte sich in die erwähnte Rinne. Am Ende der rd. 600 m langen Strecke wurde der Draht um die Litzenschuhe geführt, worauf der Wagen zurückfuhr. Auf diese Weise konnten bei jeder Hin- und Herfahrt je 2 Drähte für 2 Litzen ausgelegt werden.

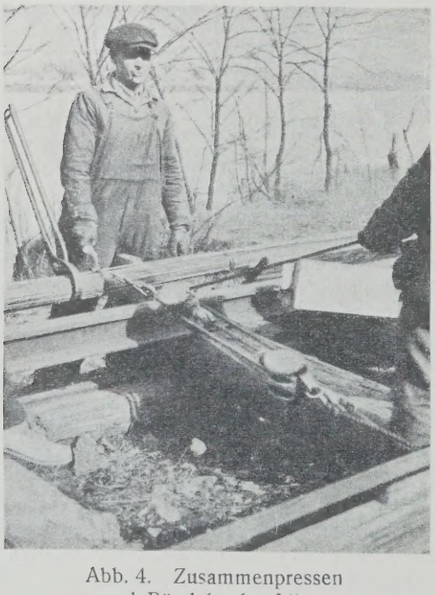


Abb. 4. Zusammenpressen und Bündeln der Litzen.

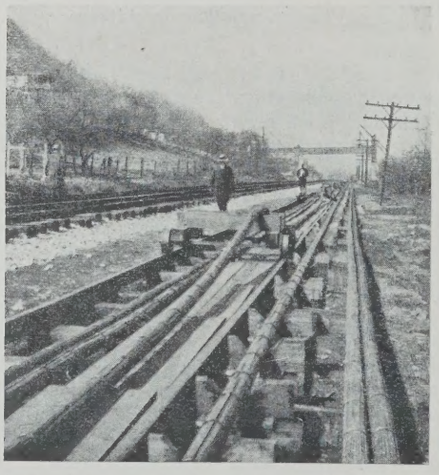


Abb. 5. Litzen fertig neben dem Gleis abgelegt, die eine fertig zum Transport über den Fluß.

Absicht, das Kabel im Luftspinnverfahren herzustellen, und zwar wollten sie, abweichend von der bisherigen Praxis, bei der die einzelnen Litzen in etwas höherer Lage als im endgültigen Kabel hergestellt und dann in den Kabelsätteln in die endgültige Lage abgesenkt werden, die Kabel gleich in ihrer endgültigen Lage in den Kabelsätteln herstellen. Um dabei die Anzahl der Kreuzungen von Drähten zwischen dem Litzenschuh und den Kabelstützen möglichst einzuschränken, wurde diese Zweiteilung der Litzenschuhe angeordnet. Es wäre dann die untere Hälfte jeder Litze in der unteren Rinne des Litzenschuhes verlegt worden, die obere Hälfte in der oberen Rinne, während bei ungeteilten Litzenschuhen sich jede einzelne Lage von Drähten über die ganze Breite der Nut verteilt hätte, so daß zahlreiche Kreuzungen von Drähten zwischen der Kabelstütze und dem Litzenschuh unvermeidlich gewesen wären. Bei der hier angewendeten Kabelherstellung wäre die Zweiteilung vielleicht nicht nötig gewesen, doch waren die Kabelschuhe schon bestellt, als der Beschluß gefaßt wurde, die Litzen am Ufer herzustellen. Die Herstellung der Litzen konnte in der skizzierten Weise sehr rasch geschehen, da der Motorwagen mit etwa 2 m Geschwindigkeit auf den Gleisen hin- und herfuhr, so daß für jede Hin- und Herfahrt 15 Min. erforderlich waren und eine Litze in etwa einer Woche hergestellt werden konnte. Die Spannung, mit der die Drähte beim Litzenspinnen gehalten wurden, betrug je nach der Luftwärme etwa 30 kg. Nachdem die Drähte einer Litze verlegt waren, wurden sie, wie in Abb. 4 gezeigt, zusammengequetscht und mit Bindedrähten in Abständen von rd. 0,9 m gebündelt. Hierauf wurde die Litze aus ihrem Troge herausgehoben und zunächst neben dem Gleis abgesetzt (Abb. 5).

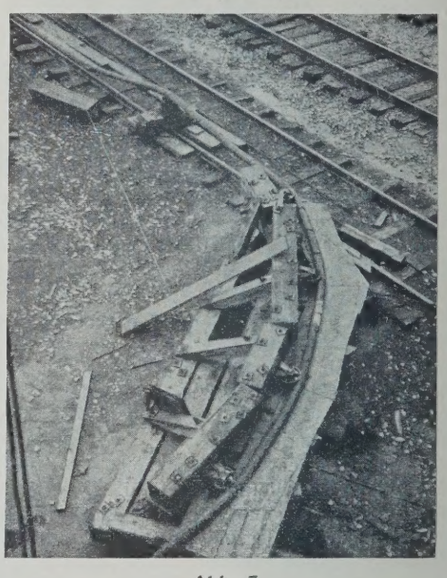


Abb. 7. Umlenkung der Litzen.

486 Drähte, also 243 Hin- und Herfahrten bildeten eine Litze. Die so hergestellte Litze ist in Abb. 3 deutlich zu sehen. Die in den Abb. 1 u. 3 ersichtliche Teilung des Litzenschuhes durch eine mittlere Rippe war bei dieser Herstellungsweise der Kabel eigentlich nicht erforderlich. Das Kabel liegt offenbar an der Grenze, an der das Luftspinnverfahren anfängt wirtschaftlich zu werden[2]), und die Entwurfsverfasser hatten anfänglich die

[2]) Das Kabel der von dem einen Entwurfsverfasser, H. D. Robinson, erbauten Rondont-Brücke über den Hudson ist im Luftspinnverfahren hergestellt worden; die Stützweite war dort nur 1,5 m größer als in Portsmouth.

Nachdem sämtliche Litzen hergestellt waren, konnten die Kabel gebildet werden.

Inzwischen waren die Widerlager und Pfeiler der Brücke gebaut worden (S. 109 u. 112). Hierbei hatte sich, wie bereits in dem ersten Aufsatze erwähnt, gezeigt, daß auf dem rechten Flußufer der gute Baugrund tiefer lag als ursprünglich angenommen, und es war deshalb die dort vorgesehene Gründung auf Betonpfählen teilweise ersetzt worden durch eine Gründung auf Brunnen. Auf den Pfeilern waren auch bereits die Pylonen fertig aufgestellt. Da diese Pendelpfeiler sind, mußten sie vorläufig fest unterstützt und seitlich an den Pfeilern verankert werden (vergl. Abb. 6). Die

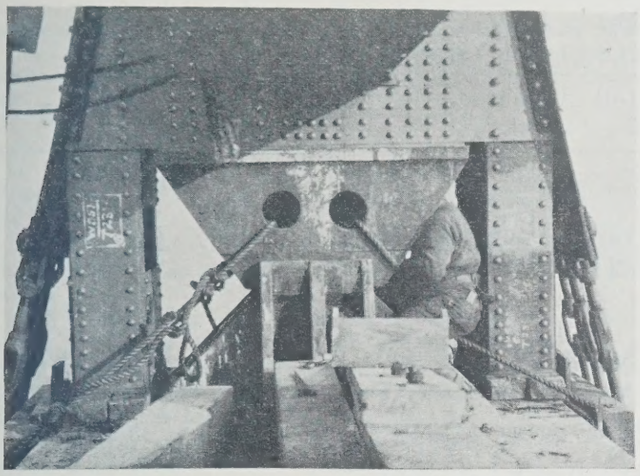


Abb. 6. Absteifung der Pendelpfeiler.

untersten Bindebleche der Pendelstütze waren zu diesem Zweck konsolartig verbreitert und wurden neben dem Tangentialkipplager des Pendelpfeilers durch zwei kurze eiserne Stempel und Keile gegen die Abdeckung des Betonpfeilers abgestützt. Zur weiteren Versteifung wurde jedes Konsol noch mit drei Rundeisen von 70 mm Durchmesser, die um den Kopf des Betonpfeilers herumgriffen und tief in diesem verankert waren, während des Baues gegen den Pfeiler verspannt. Nachdem die Kabel aufgebracht waren, wurden diese Rundeisen und die Konsole abgebrannt. Dadurch, daß die Litzen schon während des Baues der Pfeiler hergestellt werden konnten, wurde die Bauzeit nicht unbeträchtlich verkürzt.

Bei dem Ausheben der ersten Litze ereignete sich eine zunächst bedenklich aussehende Störung. Als die Litze von ihrer Verankerung gelöst wurde, indem der Litzenschuh mit einer Brechstange über die Schiene gehoben wurde, rollte sich ihr Ende auf etwa 15 m Länge spiralig zusammen. Offenbar lagen die Einzeldrähte der Litze derart, daß sich ihre Neigung, sich wieder aufzurollen, addierte. Nachdem der erste

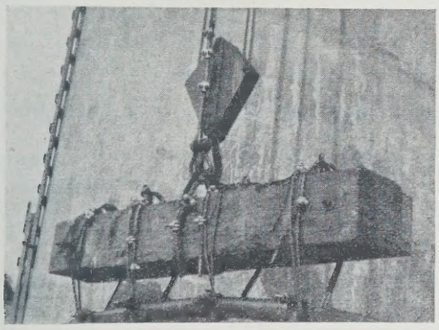


Abb. 8. Ausgleichträger am Strompfeiler.

Schrecken vorbei war, in dem man schon fürchtete, die ganze Litze wieder aufhaspeln und den Draht vor der Neuherstellung mechanisch oder durch Glühen[3]) gerade richten zu müssen, gelang es aber ohne große Schwierigkeit, die Litze wieder zu strecken. Später stellte sich dann heraus, daß das gleiche Mißgeschick den Erbauern einer der älteren Ohiobrücken gleichfalls begegnet war, nur daß damals zwei Litzen vollkommen unbrauchbar geworden waren. Leider war nichts darüber veröffentlicht worden, sonst hätte sich das Vorkommnis ebenso leicht vermeiden lassen, wie bei den weiteren Litzen der Brücke in Portsmouth.

Die sechs Litzen der beiden Kabel wurden einzeln auf Prahmen über den Fluß gezogen und ihre Schuhe in den Verankerungen der Brücke befestigt; dann wurden die Litzen mit Flaschenzügen auf ihre Lager in den Kabelsätteln der Pfeiler gelegt.[4]) Dabei mußten sie von dem parallel zum Flusse liegenden Baugleis um einen rechten Winkel geführt werden, was in der durch Abb. 7 dargestellten Art ausgeführt wurde. Um beim

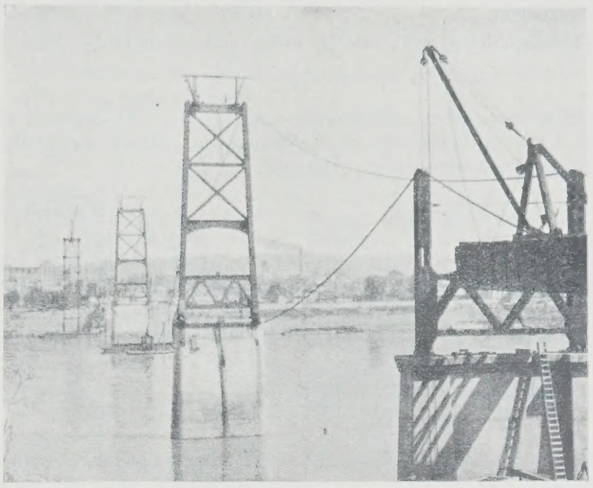


Abb. 9. Heben der Litzen.

Heben keinen Knick in der Litze zu bilden, wurde sie nicht unmittelbar an die Flaschenzüge angeschlagen, sondern mit verschieden langen Seilschlingen an einen Ausgleichträger (Abb. 8). Das Heben der Litzen zeigt Abb. 9. Nachdem die Litzen ihre endgültige Lage erreicht hatten, konnten die vorläufigen Bindungen entfernt werden, die Kabel zu einem einheitlichen zusammengepreßt und mit dem Schutzdraht, 3,75 mm stark, umwickelt werden. Alle diese Arbeiten wurden von fliegenden Rüstungen, die nach Art einer Seilbahn auf den Kabeln selber liefen, aus vorgenommen, ohne daß Hilfsbrücken oder Rüstungen nötig gewesen wären. Das Zusammenpressen der Litzen in den runden Kabelquerschnitt geschah mit Wasserdruckpressen, von denen drei in einem Rahmen aus zwei Flacheisen 102 · 9,5 mm angeordnet waren (Abb. 10). Es ist das eine Konstruktion des einen Entwurfsverfassers Dr. H. D. Robinson, der auch schon die bekannte Einrichtung zum Umwickeln der Kabel (vergl. Hauffe: Die Manhattan-Brücke, Eisenbau 1911, S. 177) angegeben hat.

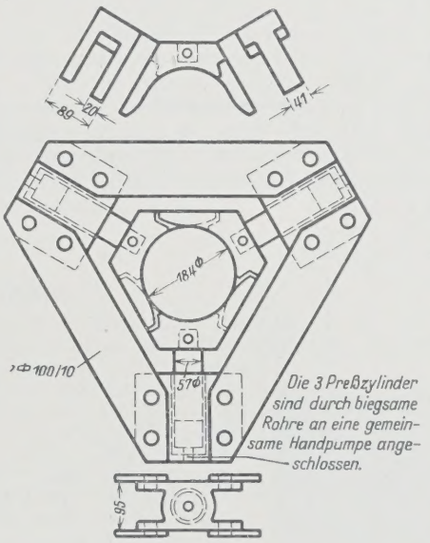


Abb. 10. Kabelpresse.

Nachdem dann die Kabelschellen und Hängeseile, die vorher genau abgelängt waren, aufgebracht worden waren, konnten die Versteifungsträger eingebaut werden. Diese waren in Stücken von zwei Feldlängen fertig in der Werkstatt vernietet, kamen auf Prahmen an und wurden mit dem langen Ausleger eines Schwimmkranes gehoben und an die Hängeseile gehängt. Nachdem so die ganzen Versteifungsträger angehängt waren, wurden die einzelnen Teile verdornt und verschraubt und hierauf vernietet. Die ganze Montage des Versteifungsträgers und der Fahrbahnträger dauerte nur wenig mehr als zwei Wochen. Es war dabei eine große Arbeitserleichterung, daß an den Stößen jeweils das Knotenblech der Innenseite an dem einen, das der Außenseite am andern Teilstück angenietet war, so daß ein „Einfädeln" der zu verbindenden Stücke fortfiel.

Die Brücke hat bei der Einweihung den Namen General U. S. Grant-Brücke erhalten. Es scheint, daß durch sie eine neue Tätigkeit auf dem Gebiete des Baues von Hängebrücken mittlerer Größe eingeleitet wird, wenigstens sind zurzeit vier weitere Hängebrücken über den Ohio im Bau oder in der Entwurfsarbeit begriffen.

[3]) Ein Ausglühen der Drähte, um ihre innere Spannung zu beseitigen, dürfte wohl durch eine erhebliche Festigkeitsabnahme zu teuer erkauft werden.

[4]) Ursprünglich war geplant, die Litzen an einem Hilfsseile über den Fluß zu ziehen. Die Hilfsseile sollten auf den Pfeilerköpfen neben den Pendelstützen liegen, auf ihnen sollten eine Anzahl von Gehängen laufen, die die Litzen in Abständen von etwa 30 m trugen. Diese Bauweise hätte eine längere Unterbrechung der Schiffahrt hervorgerufen und wurde deshalb aufgegeben, obwohl sie, lediglich vom Standpunkte des Brückenbauers gesehen, wohl vorzuziehen gewesen wäre.

Alle Rechte vorbehalten.

Vereinfachte Ermittlung der größten Momente und Querkräfte aus Verkehrslast bei einer Gruppe gleich großer Einzellasten bei dem frei aufliegenden Träger.

Von **Ernst Gaber**, Karlsruhe.

1. Das größte Biegemoment im Querschnitt.

Bei verschieden großen Lastabständen kann man durch Probieren oder durch eine bekannte Konstruktion nach Abb. 1 die maßgebende Last $\overline{P}$ finden, die über dem betrachteten Querschnitt des frei aufliegenden Trägers AB stehen muß, um im Querschnitt sein größtes Biegemoment $\mathfrak{M}_x$ zu erzeugen.

Diese Zeichnung folgt aus der bekannten Bedingung:

$$\frac{\Sigma P'}{x} \gtrless \frac{\Sigma P}{l},$$

je nachdem man die „maßgebende Last" $\overline{P}_3$ zu $\Sigma P'$ rechnet oder sie fortläßt. Das Aufsuchen der maßgebenden Last entfällt natürlich, wenn, wie häufig, alle Lasten gleich groß sind.

Abb. 1.

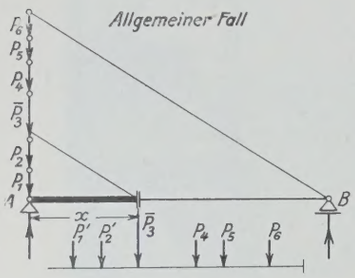


Abb. 2.

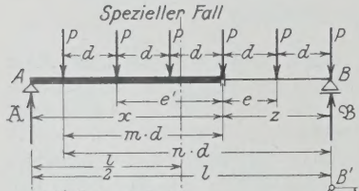


Abb. 3.

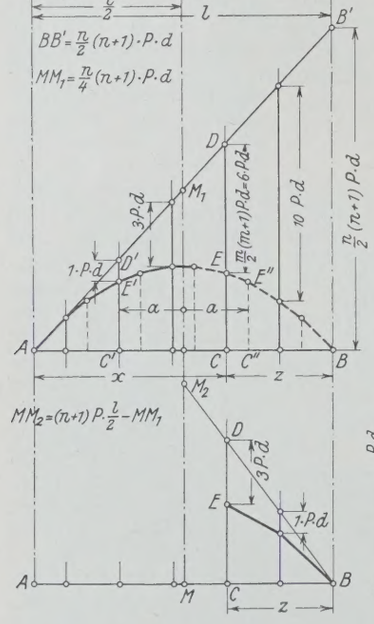


Abb. 4.

Abb. 5.

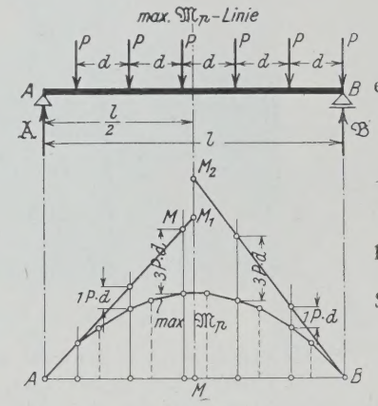
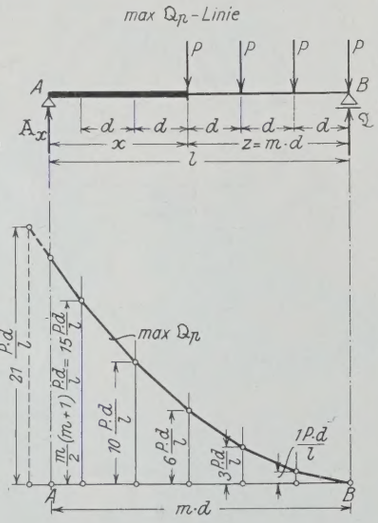


Abb. 6.



Wenn man sich nun dazu entschließt, die Querschnitte, in denen man die Momente sucht, nicht in gleichen Teilpunkten der Stützweite l zu wählen, kann man unmittelbar ohne jede Vorarbeit sofort die Linie der Größtmomente für den ganzen Träger zeichnen, sofern der Lastenzug größer oder nicht viel kleiner ist als die Stützweite, $n\,d > l - d$.

Man stellt den Lastenzug so auf den Träger, daß die letzte Last über dem rechten Lager B steht und noch n Lasten auf dem Träger sind (Abb. 2). Dann ist diese gleichbleibende Laststellung für alle unter den verschiedenen Lasten liegenden Querschnitte die ungünstigste. Mit der Last über B sind $n+1$ Lasten auf dem Träger. Dann ist beim konstanten Lastabstand d

$$(1) \qquad \mathfrak{A} = P\left(\frac{1\,d}{l} + \frac{2\,d}{l} + \ldots \frac{n\,d}{l}\right) = \frac{n}{2}(n+1)P \cdot \frac{d}{l}.$$

Für den Querschnitt $z = (n-m)\,d$ vom rechten Lager B ist nach Abb. 2 das Biegemoment im Querschnitt:

$$\mathfrak{M}_x = +\,\mathfrak{A}\,x - \sum_0^x P e'.$$

Stehen nun links vom Querschnitt noch m Lasten, so ist

$$\sum_0^x P e' = P(1\,d + 2\,d + \ldots m\,d) = \frac{m}{2}(m+1)P\,d.$$

Somit wird

$$(2) \qquad \mathfrak{M}_x = \frac{n}{2}(n+1)P \cdot \frac{d}{l} \cdot x - \frac{m}{2}(m+1)P\,d.$$

Für veränderliches x ist die Gerade, die dem ersten Summanden entspricht, festgelegt durch die Punkte:

$x =$	0	$\frac{l}{2}$	l
$\frac{n}{2}(n+1)P \cdot \frac{d}{l} \cdot x =$	0	$\frac{n}{4}(n+1)P\,d$	$\frac{n}{2}(n+1)P\,d$

Der zweite Summand stellt bei veränderlichem m oder $z = (n-m)\,d$ eine einfache Zahlenreihe dar.

Liste 1.

$m =$	0	1	2	3	4	5	6	7
$\frac{m}{2}(m+1) =$	0	1	3	6	10	15	21	28

Im Querschnitt x mit $z = (n-m)\,d$ findet man nach Abb. 3 somit leicht $\mathfrak{M}_x$, indem man von der Strecke $CD = \frac{n}{2}(n+1)\frac{P\,d}{l} \cdot x$ die Strecke $\frac{m}{2}(m+1)P\,d$ abzieht.

$$\mathfrak{M}_x = CD - DE = CE.$$

Damit ergibt sich folgende Konstruktion der Abb. 3:

Man trägt in B an $BB' = \frac{n}{2}(n+1)P\,d$, zieht AB' und trägt unter jeder Last, links mit der ersten Last beginnend, von dieser Geraden nacheinander die Strecken ab: $0\,Pd$, $1\,Pd$, $3\,Pd$, $6\,Pd \ldots$

Bequemer ist es jedoch, nicht in B den Wert $\frac{n}{2}(n+1)Pd$, sondern in $\frac{l}{2}$ den Wert $MM_1 = \frac{n}{4}(n+1)P\,d$ anzutragen und nur die Gerade AM_1 zu ziehen. Damit findet man die $\mathfrak{M}$-Werte $C'E'$ für die Querschnitte unter den Lasten auf der linken Trägerhälfte.

Für die zugehörigen symmetrischen Querschnitte der rechten Trägerhälfte gelten die gleichen $\mathfrak{M}$-Werte $C''E'' = C'E'$ in Abb. 3.

Um weitere Punkte der rechten Trägerhälfte zu finden, betrachtet man den rechten Trägerstumpf (Abb. 4).

Für $z = (n-m)\,d$ ist hier

$$\mathfrak{M}_x = +\,\mathfrak{B}\,z - \sum_0^z P e.$$

$\mathfrak{B} = (n+1)P - \mathfrak{A}$ ist aus Gl. 1 bekannt.

$$(3) \qquad \sum_0^z P e = \frac{n-m}{2}(n-m+1)P,$$

ähnlich Gl. 2.

Die Gerade $\mathfrak{B}\,z$ in Abb. 4 hat in $\frac{l}{2}$ die Ordinate $\mathfrak{B} \cdot \frac{l}{2} = MM_2$.

Im Querschnitt z ist

$$CD = \mathfrak{B}\,z.$$

Macht man wieder in Abb. 4 $DE = \frac{n-m}{2}(n-m+1)\,P\,d$, so ist

$$\mathfrak{M}_z = CE.$$

Indem man alle gefundenen Punkte einer Trägerhälfte auch symmetrisch in die andere Trägerhälfte hinüberträgt, findet man so mühelos die $\mathfrak{M}_x$-Werte für $2\,n$ Querschnitte des Trägers, sofern nicht die Lasten zufällig symmetrisch zur Trägermitte stehen.

Zusammenfassend hat man somit folgende Konstruktion, die in Abb. 5 für einen Zug aus $n+1=6$ gleichen Lasten durchgeführt ist:

Letzte Last über B. Trage auf in Trägermitte

$$MM_1 = \frac{n}{4}(n+1)P\,d$$

und

$$MM_2 = \mathfrak{B} \cdot \frac{l}{2} = (n+1)P \cdot \frac{l}{2} - \frac{n}{4}(n+1)P\,d = (n+1)P \cdot \frac{l}{2} - MM_1.$$

Von links und rechts her trägt man nacheinander unter den Lasten von den Schräglinien $0\,Pd$, $1\,Pd$, $3\,Pd$, ab. Die so erhaltenen Punkte werden symmetrisch nach der anderen Trägerhälfte übertragen und geben $2\,n$ Punkte der $\mathfrak{M}_x$-Linie.

2. Die größte Querkraft im Querschnitt.

Ganz einfach findet man unter diesen Umständen auch die Q_p-Linie. Schiebt man den Lastenzug so, daß immer eine Last auf dem rechten Lager B steht, dann ist für den Querschnitt x in Abb. 6:

$$z = m\,d \quad \text{und}$$

$$(4)\qquad \mathfrak{A}_x = P\cdot\frac{d}{l} + P\cdot\frac{2\,d}{l} + \ldots + P\cdot\frac{m\,d}{l} = \frac{m}{2}\,(m+1)\,\frac{P\,d}{l}.$$

Damit ergibt sich sofort mit den Zahlen aus Liste 1 die Konstruktion nach Abb. 6. Man trägt in den Querschnitten, die um $1\,d$, $2\,d$, $3\,d\ldots$ vom Lager B entfernt liegen, die Strecken $1\cdot\frac{P\,d}{l}$, $3\cdot\frac{P\,d}{l}$, $6\cdot\frac{P\,d}{l}$, $10\cdot\frac{P\,d}{l}$ auf und hat damit die Linie der größten Querkräfte aus Verkehrslast.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wirtschaftlichkeit der Beton-Zuschlagstoffe.

Von Oberbaurat **F. Lang**, Hamburg.

Die große Bedeutung, die der Beton und ganz besonders der Eisenbeton in den letzten Jahrzehnten im Bauwesen gewonnen hat, gaben den Anreiz, seine Güte in jeder Hinsicht zu steigern und das Gemisch — Sand, Kies (bezw. Splitt) und Zement — möglichst zu vervollkommnen.

Die in jüngster Zeit von ersten Wissenschaftlern angestellten Untersuchungen und Forschungen haben uns wertvolle Aufschlüsse über die großen Einflüsse der Körnung der Zuschlagstoffe auf die Festigkeit des Betons gegeben. — Richtige Körnung und richtige quantitative Zusammensetzung lassen die alten Festigkeitskurven nicht unerheblich ansteigen.

Ohne Zweifel ist in den früheren Jahren den Zuschlagstoffen nicht die ihnen gebührende Bedeutung beigemessen und der Hauptwert mehr auf den Zementzusatz gelegt worden. Selbst heute noch sind derartige Wahrnehmungen zu machen und die neueren Forschungen und Erkenntnisse noch nicht überall in der Praxis durchgedrungen.

Im allgemeinen sind die Zuschlagstoffe — das natürliche Gestein — also Sand, Kies, Splitt usw., von größerer Härte und Festigkeit und auch raumbeständiger als Zement. Es wird also derjenige Beton die größte Härte aufweisen, der bei Ausfüllung aller Hohlräume und Umhüllung jedes Teilchens mit Zement den geringsten Zementaufwand aufweist. Das bedeutet: Die Zuschlagstoffe sollen in ihrer Zusammensetzung — vom Feinsten bis zum Gröbsten — quantitativ so beschaffen sein, daß sie schon von vornherein ein möglichst dichtes Gefüge, also ein Mindestmaß von Hohlräumen aufweisen, und der Zement, sozusagen der „Zementleim", nur das die Teilchen überziehende Binde- oder Klebemittel ist. Das ist das Ideale!

Nun wird sich dieses „Idealgemisch" in natürlichen Lagern und Baggeranschnitten wohl kaum finden lassen; es werden seltene Ausnahmen sein, so daß in der Regel, um jenem Idealgemisch gleich oder nahe zu kommen, das durch Siebversuche und Analysen festgestellte Fehlende besonders zugesetzt werden muß.

Hier tritt die Frage der Wirtschaftlichkeit in ihr Recht. Jedes größere Verbrauchergebiet hat seine ihm wirtschaftlich zugehörigen Kieslager, einen gewissen wirtschaftlichen „Aktionsradius", der, abgesehen natürlich von der Brauchbarkeit des Kieses an sich, hauptsächlich durch die Fracht bedingt wird. Mit diesem Kies oder Kiessand, in seiner natürlichen Beschaffenheit bezw. Kornzusammensetzung, wird das Verbrauchergebiet zu rechnen haben.

Die Hauptfrage ist nun die: Sind die dem Naturgemisch beizugebenden Zuschläge (um sich dem Idealgemisch zu nähern) vertretbar, d. h. steht der meist nicht unerhebliche Geldaufwand zu dem an Mehrfestigkeit des Betons Erreichten im Einklang oder nicht? Das ist die Frage, die besonders bei dem Darniederliegen unserer Volkswirtschaft gründlich untersucht werden muß und entscheidend ist. Vielfach wird im Übereifer des rein Wissenschaftlichen das Praktisch-Finanzielle außer Acht gelassen oder über das Ziel hinausgeschossen und manche Gelder für jene Zuschläge ausgegeben, die zum großen Teil hätten erspart werden können. Das durch die Zuschläge an Mehrfestigkeit des Betons Gewonnene bezw. die ersparte Betonmasse steht vielfach in keinem Verhältnis zu den Mehrkosten des veredelten Kieses, so daß die Mehrstärke an Beton bei Verwendung des reinen Naturgemisches oder bei geringeren Zusätzen das billigere gewesen wäre.

Bei größeren Bauwerken kommen in der Regel auch minder beanspruchte Teile vor, die den Edelkies nicht, oder nicht in dem durch die Beimischungen veredelten Maße erfordern, so daß hier gewisse Differenzierungen in der Kiesbeschaffenheit sich lohnen würden.

Anderseits gibt es Betonkonstruktionen, rein konstruktiv oder auch vom Standpunkte der reinen Beanspruchung betrachtet, wie in letzterer Hinsicht beispielsweise Betonpfähle und Spundbohlen, die infolge der außerordentlichen Rammbeanspruchung m. E. das Beste vom Besten an Material verlangen und daher das „Idealgemisch" hier vollwertig zur Verwendung kommen sollte.

Ich fasse meine Ausführungen dahin zusammen, daß der dem Verbrauchergebiet im wirtschaftlichen Aktionsradius jeweils zur Verfügung stehende Kies bezw. Kiessand nur dann eine Veredelung des Mangelnden (Fein- oder Grobkorn) erhalten soll, wenn sich hieraus eine geldliche Ersparnis, also ein wirtschaftlicher Nutzen ergibt.

Auch ist noch zu beachten, daß die geforderten Zuschläge bei der ganzen Art der Gewinnung und Lieferung des Kieses nicht immer zuverlässig beigemischt werden und daß gerade bei Massenanlieferungen sehr leicht gewollte oder ungewollte Unregelmäßigkeiten unterlaufen, die nur durch scharfe Aufsicht und ständige Siebkontrolle zu verhindern oder einzuschränken sind.

Vermischtes.

31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Schluß aus Heft 19.)

10. Regierungs- und Baurat Kaumanns, Potsdam, schilderte an Hand von Lichtbildern den

„Bau der neuen Straßenbrücke über den Großschiffahrtsweg Berlin-Stettin bei Schwedt a. d. O."[12]),

Abb. 13. Gesamtansicht der Straßenbrücke bei Schwedt a. d. O. von Unterstrom.

der von 1926 bis 1928 ausgeführt wurde (Abb. 13). Die Dreigelenkbogen mit Gußstahlgelenken haben zwischen den stark bewehrten Kragarmen der Pfeiler und Widerlager eine Lichtweite von 39,2 m, 44,0 m und 50,4 m; sie durchdringen in der Flucht der Brüstungen die Fahrbahn bis zur Brüstungsoberkante, wodurch die Brüstung in der Mitte eine Stärke von 70 cm, an den Pfeilern eine solche von 30 cm erhielt. Die Fahrbahnquerträger stützen sich auf diese Hauptbogenträger; die Fahrbahn selbst ist als Plattenbalken ausgebildet. Eine beachtenswerte Neuerung stellt die Art der Gründung der Widerlager dar, für die wegen der Untergrundbeschaffenheit die Luftdruckgründung gewählt werden mußte. Die Widerlager von 100 m² Grundfläche wurden nach dem Patent der Firma Beuchelt & Co. schräg in der Neigung 5 : 1 (Abb. 14) 10 m tief unter Luftdruck abgesenkt. Hierdurch war es möglich, die Widerlager der Richtung der Mittelkraft anzupassen und derart auszubilden, daß erhebliche Betonmassen gespart werden konnten. Dabei fand hier zum erstenmal die schräge Absenkung ohne Führung durch eingerammte Gleitschienen statt. Lediglich durch einseitiges Abgraben unter den Senkkastenschneiden oder durch innere Absteifung einer Seitenwand wurde das Widerlager an die gewünschte Stelle gebracht. Die Mischverhältnisse waren in den Senkkasten 1 : 4 bis 1 : 6, in

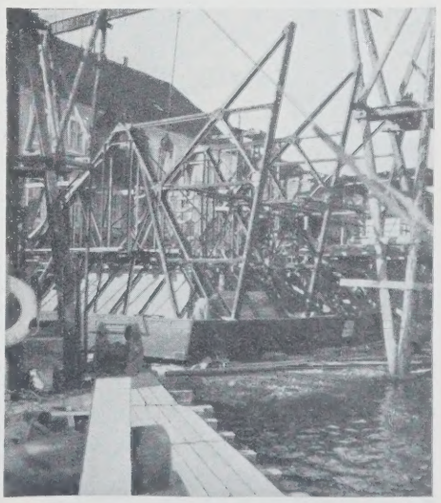


Abb. 14. Eisernes Gerippe des Absenkungskastens des stadtseitigen Widerlagers; Arbeitsraum in Schalung.

[12]) Der Vortrag wird in der „Bautechnik" veröffentlicht werden.

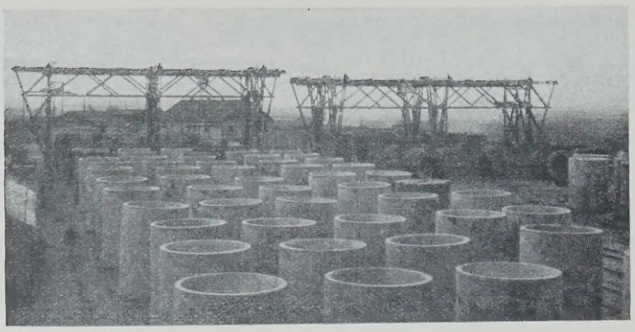


Abb. 15. Lagerplatz der Schleuderrohrfabrik bei Unterföhring der Züblin & Cie. A.-G.

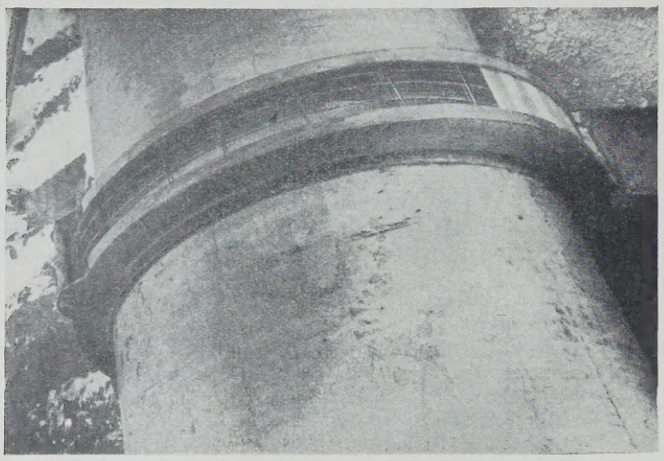


Abb. 17. Überwurfmuffe für Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Vianini.

Pfeilern und Widerlagern 1 : 7 bis 1 : 8, im Überbau 1 : 1,5 : 3,5. Die Luftdruckgründung führte die Tiefbauabteilung der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg, die übrigen Arbeiten die Beton- und Monierbau A.-G. aus.

11. Dr.-Ing. R. Mayer, Stuttgart, machte bemerkenswerte Mitteilungen über die

„Herstellung großer Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Patent Vianini für die Druckrohrleitung der Mittleren Isar A.-G. bei Unterföhring",

Abb. 16. Eisenbetonrohrleitung von 2 m l. W. für die Mittlere Isar A.-G.

die als Einführung für die am 29. März 1928 stattfindende Besichtigung der Rohrfabrik in Unterföhrung (Abb. 15) dienen sollten. Die für die Speisung der Fischteiche mit dem in der Kläranlage der Stadt München bei Großlappen mechanisch geklärten Abwasser dienende Druckrohrleitung erhält auf eine Länge von 6,25 km geschleuderte Rohre von 2 m l. W. für 1,5 bis 2,4 at Innendruck (Abb. 16), während die 1,22 km lange untere Strecke dieser Leitung mit 1,70 m l. W. ausgeführt wird. Außerdem wird noch zur Dichtung des Speichersees mittels Abwässern ein 340 m langer Seitenstrang mit 1,40 m Durchm. nach dem gleichen Verfahren hergestellt. Bei 2 m innerem Durchmesser beträgt der äußere Durchmesser 2,24 m, die Länge der Rohrschüsse 3 m, die Stärke der Überdeckung über dem Scheitel 0,80 bis 3,25 m. Die Eisenbewehrung besteht aus R.-E. Durchm. 10 mit 19 Windungen auf 1 lfd. m, $\sigma_{bz} = 80$ kg/cm². Die Zementdosierung beträgt im Mittel 425 kg Dyckerhoff-Doppel auf 1 m³ fertig verarbeiteten Beton und steigt auf der Innenseite auf 1460 kg/m³. Das Rohrgewicht beträgt für einen Schuß rd. 7 t Das von der Schleudermaschine zu bewegende Gewicht ist rd. 10 t; beim Füllen beträgt die Zahl der minutl. Umdrehungen 80, später 170 bis 180. Die Herstellungszeit eines Rohres ist $^3/_4$ Stunde. Die Ausschalung geschieht nach 24 bis 48 Stunden, die Verlegung im Alter von etwa 18 Tagen. Die zur Herbeiführung großer Schwindwirkung aus weichem Beton hergestellten Überwurfmuffen (Abb. 17) haben 15/35 cm Stärke und 4 R.-E. Durchm. 10 mm. Die am 29. März besichtigte Rohrleitung der Mittleren Isar A.-G. besitzt die bisher größte fabrikmäßig hergestellte Lichtweite von Eisenbetonrohren; die Vianini-Gesellschaft hat jedoch kürzlich von der Stadt Rom den Auftrag zum Bau einer 5 km langen Leitung von 2,5 m Durchm. zum Einlegen unterirdischer Versorgungsleitungen erhalten.

Am Schluß der technisch-wissenschaftlichen Vorträge wurde ein von der Kulturabteilung der Ufa für den Beton-Verein hergestellter, zum Teil von Dr.-Ing. Nakonz entworfener Film

„Der Eisenbeton"

vorgeführt, der eine Laufzeit von 35 Minuten hat.

Ergänzt wurde die theoretische Arbeit durch eine Besichtigung von Bauwerken an der Mittleren Isar (Wehr bei Oberföhring, Schleuderrohranlage bei Unterföhring, Groß-Baustelle beim Kraftwerk Pfrombach), die die vielseitige und erfolgreiche Anwendung des Betons und Eisenbetons im Wasserbau veranschaulichte. Mdt.

Die neue Eisenbahnhubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam. Die Eisenbahndrehbrücke über den Koningshaven in Rotterdam ist vor etwa 50 Jahren gebaut worden und reichte für die heutigen Verkehrsanforderungen nicht mehr aus. Sie mußte daher durch eine neuzeitliche Anlage ersetzt werden, über die Herr Ir. Joosting aus Utrecht am Freitag, den 20. April 1928 im Ingenieurhause, Berlin, vor der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen einen Vortrag hielt. Für die neue Anlage schied eine Hochbrücke, die beiden Verkehrswegen volle Freiheit gegeben hätte, von vornherein aus, weil die notwendigen langen Anfahrtrampen in einem eng bebauten Stadtgebiete auf wirtschaftliche Art nicht herzustellen sind. Die alte Drehbrücke mußte daher durch eine weit leistungsfähigere Hubbrücke ersetzt werden. Von der alten Brückenanlage blieben die beiden festen Seitenöffnungen von je 80 m Spannweite bestehen. Der bewegliche Teil der alten Brücke, eine 54 m lange zweiarmige Drehbrücke, gab in geöffneter Stellung der Schiffahrt zwei Wege von je 20 m Breite frei. Da die Fahrbahn oben lag, war bei geschlossener Stellung die Trägerhöhe für die Durchfahrthöhe verloren, so daß dann die Brücke auch einem großen Teile der Flußschiffahrt den Weg versperrte. Bei der neuen Hubbrücke liegt die Fahrbahn unten, wodurch 3 m Durchfahrthöhe für die Schiffahrt gewonnen wurde, so daß jetzt etwa 90 % aller Schiffe unter der geschlossenen Brücke hindurchfahren können.

Die 530 t schwere Fachwerkbrücke bewegt sich mit Gewichtsausgleich durch Eisenbetongewichte an 48 Drahtseilen von 40 mm Durchm. zwischen zwei Führungstürmen. In ihrem augenblicklichen Ausbau kann die Brücke um 41 m gehoben werden, wodurch für die Schiffahrt bei HW eine l. Höhe von 48 m zur Durchfahrt freigegeben wird, die also noch größer ist als die l. Höhe der Hochbrücken über den Kaiser-Wilhelm-Kanal (42 m). Beim Entwurf ist mit einer späteren Vergrößerung der Hubhöhe um 12 m gerechnet worden. Die Führungstürme stehen mit den vorderen Stützen auf den bestehenden Flußpfeilern der festen Brücken, mit den hinteren Stützen auf neuen Pfeilern, die auf je zwei Eisenbetonsenkbrunnen von 8 m Durchm. neben den bestehenden Pfeilern gegründet worden sind. In den Führungstürmen bewegen sich die Gegengewichte. Auf den Türmen befinden sich die Seilrollen von 3,60 m Durchm., über die sich die Tragseile der Hubbrücke mit den Gegengewichten bewegen. Das Maschinenhaus mit Führerstand ist in einem der Führungstürme untergebracht. Die Schließ- und Öffnungszeiten mit Signalgebung betragen bei der neuen Hubbrücke nur je $1^1/_2$ Min. gegenüber 7 bis 8 Min. bei der alten Drehbrücke. Dieser Zeitgewinn ist für den regen Eisenbahnverkehr, der über diese Brücke geht, besonders für die Einhaltung der Fahrpläne des Schnellzugverkehrs von großem Vorteil.

Die gesamten Herstellungskosten einschließlich der Kosten der Pfeilergründungen haben 1,1 Mill. Gulden betragen.

Die Gutehoffnungshütte, Sterkrade, hat die gesamte Eisenkonstruktion ausgeführt und das Bauwerk ohne Unterbrechung des Verkehrs aufgestellt.

Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden. Wie bereits in der „Bautechnik" 1927, Heft 52, S. 761 des näheren mitgeteilt, wird diese Feier vom 4. bis 6. Juni d. Js. in Dresden stattfinden. Anläßlich des hundertjährigen Bestehens der Hochschule wird der Verlag Wilhelm Ernst & Sohn die 3. Auflage des bekannten Werkes von O. Mohr, Technische Mechanik, herausbringen, und zwar durchgesehen und ergänzt von Prof. Dr.-Ing. K. Beyer, Dresden, und Prof. H. Spangenberg, München.

Die Flugzeughallen in Wilhelmshaven. Die Stadt Wilhelmshaven liegt an den Flugstrecken Hannover—Wangerooge und Hamburg—Borkum und wird als Zwischenlandeplatz angeflogen. Da sich hier die Wetterscheide zwischen den Nordseeinseln und dem Küstenlande befindet, sind die Verkehrsflugzeuge mitunter gezwungen, zu übernachten, um günstiges Flugwetter nach einer der beiden Richtungen abzuwarten. Aus diesem Grunde ließ der für die Hebung des jadestädtischen Flugwesens sehr rührige Luftfahrtverein „Jade" in Wilhelmshaven-Rüstringen auf seinem Landflugplatz Cäciliengroden bei Mariensiel eine Flugzeughalle errichten.

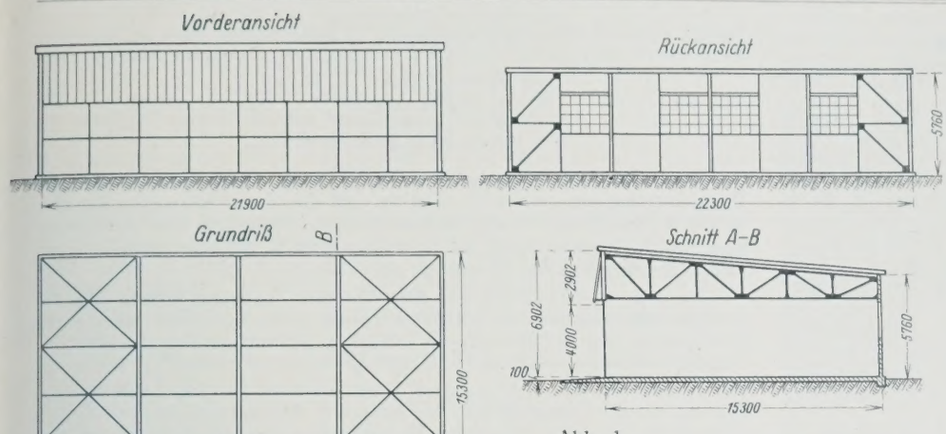


Abb. 1.

Diese Halle hat eine Grundfläche von 15,3 × 22,3 m und eine lichte Torhöhe von 4 m. Sie ist ein einfacher Eisenfachwerkbau mit einer Dachdeckung aus doppelter Teerpappe auf Holzschalung und -sparren, eisernen Pfetten und Bindern. Das Tor nimmt die ganze Vorderwand der Halle ein und besteht aus acht voneinander unabhängigen Flügeln. Diese sind um ihre lotrechte Mittelachse drehbar und werden beim Öffnen seitlich an die Giebelwände geschoben. Der

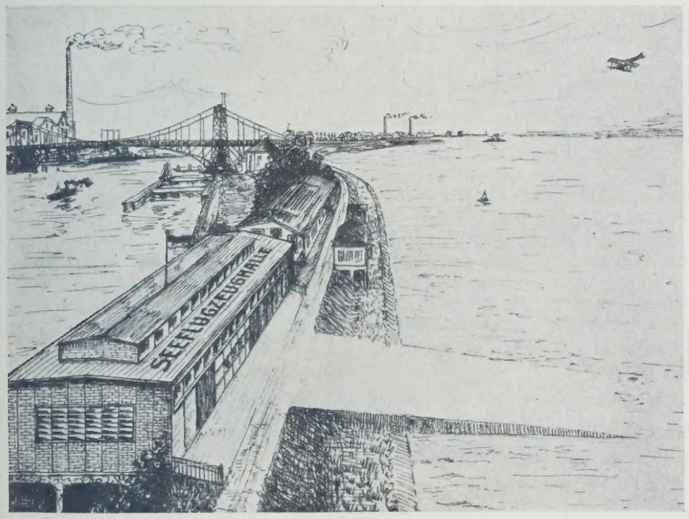


Abb. 2.

Verschluß wird durch Riegelstangen bewirkt, die über je zwei Flügel hinweggreifen. Die Belichtung geschieht durch ein über dem Tor liegendes Lichtband (Abb. 1).

Außer dieser kleinen Halle ließ der obenerwähnte Verein noch eine zweite größere erbauen, die zur Aufnahme von Seeflugzeugen und zu deren Fabrikation dienen soll. Diese Halle steht am Fliegerdeich in Wilhelmshaven zwischen Südhafen und Jade auf dem alten Eisenbetonunterbau der ehemaligen Marineflugzeughalle. Aus diesem Umstande ergab sich zwangläufig die Grundflächengröße (26,8 × 60,6 m) und die Konstruktion der Halle. Die Hauptbinder sind Zweigelenkrahmen aus Fachwerk, zum Teil mit biegungsfesten Stützen, und stehen über den Hauptrahmen des Unterbaues. Die Zwischenbinder sind normale Fachwerkbinder auf zwei Stützen und lagern teils auf Wandstielen, teils auf dem 30 m langen Torträger auf. Die Dacheindeckung besteht aus doppelter Teerpappe auf Holzschalung und -sparren und eisernen Pfetten. Die Wände sind aus Eisenfachwerk. Die Belichtung geschieht durch Lichtbänder in den Längswänden, eine 2 m hohe Laterne und reichlich große Fenster in den Giebelwänden. Das Haupttor hat eine lichte Höhe von 6 m und eine Breite von 30 m, es besteht aus sechs Flügeln und ist als Schiebetor ausgebildet, das von der Mitte aus nach beiden Seiten zu öffnen ist (Abb. 2 bis 4).

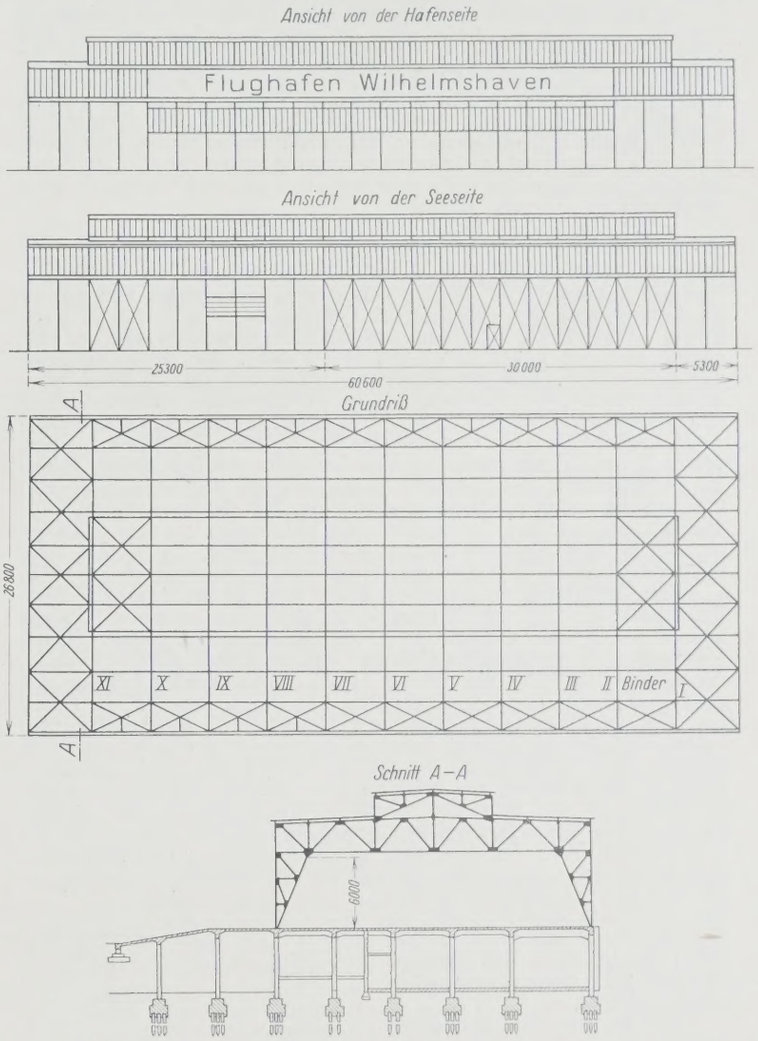


Abb. 4.

Beide Hallen wurden von der Firma Th. Raschke, Wilhelmshaven, entworfen und ausgeführt. G.

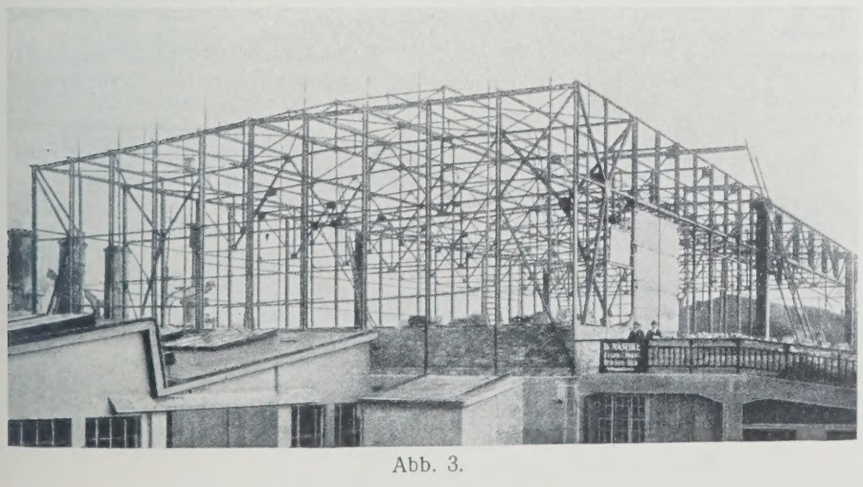


Abb. 3.

Die diesjährige ordentl. Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen findet gleichzeitig mit der 67. Hauptversammlung des Vereines deutscher Ingenieure in der Zeit vom 9. bis 12. Juni in Essen statt. Die Tagesordnung vom 9. Juni ist bereits in der „Bautechnik" 1928, Heft 17, S. 237 mitgeteilt worden. — An den folgenden Tagen werden die Teilnehmer der Versammlung bedeutsame Ingenieurbauten in der Umgebung des Tagungsortes, wie z. B. die Ruhrkläranlage und das Kraftwerk Hengstey, die Bauarbeiten an dem Hochspeicherwerk Herdecke, die Emscherflußkläranlage Karnap und die Schleuse Friedrichsfeld bei Wesel, sowie schließlich die Möhnetalsperre und die im Bau begriffene Sorpetalsperre besuchen.

Berichtigung. In der „Bautechnik" 1928, Heft 17, S. 227 muß es in der Beschriftung der Abb. 1 und 2 beidemal heißen: „Holzrohrleitung" anstatt „Holzverkleidung".

Zuschriften an die Schriftleitung.

(Für die folgenden neun Zuschriften gilt die Schlußbemerkung auf S. 278.)

I.

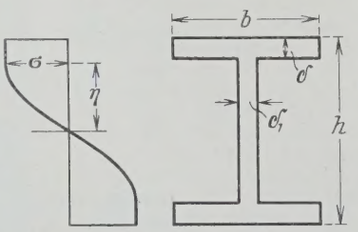
Die von Prof. Maier-Leibnitz ausgeführten wertvollen Versuche behandeln einen Sonderfall des Problems, das in der im Oktober 1926 erschienenen Schrift Grünings: „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung" aufgestellt ist. In dieser Schrift ist gezeigt, daß die Spannung in einem statisch unbestimmten Tragwerk keinen Maßstab für die Sicherheit gegen Bruch bietet, da der Eintritt einer kritischen Spannung, sei es die Bruchspannung oder die Arbeitsfestigkeit, in einem einzigen Querschnitt die Gefahr des Bruches nicht herbeiführt. An die Stelle der kritischen Spannung wird der kritische Spannungszustand gesetzt und durch das gleichzeitige Bestehen der kritischen Spannung in $n+1$ Querschnitten definiert, die einander nach einem bestimmten kinematischen Gesetze zugeordnet sind. Dieser Spannungszustand bildet eine Grenze, die unter wiederholten Belastungen in keinem Punkte dauernd überschritten werden kann, sofern sie in einem Punkte nicht erreicht ist.

Es muß angenommen werden, daß diese Grenze für ein Material, in dem die Eigenart der Streckgrenze so stark ausgeprägt ist wie dem Stahl St 37, bereits der ersten Belastung durch die Streckspannung gesteckt ist. Denn solange die Streckspannung in nicht mehr als n Querschnitten eines $n$fach statisch unbestimmten Tragwerkes, die gesetzmäßig einander zugeordnet sind, erreicht oder überschritten wird, besteht ein stabiles System von Gliedern, in denen die Formänderung der Beanspruchung proportional ist. Durch dies stabile System ist aber die Formänderung des Tragwerkes vollständig festgelegt und an die Größenordnung der elastischen Dehnung gebunden.

In der Streckgrenze nimmt die Dehnung ohne Steigung der Spannung um ein Vielfaches zu. Aufnahmen der Spannungs-Dehnungslinie, die kürzlich zu Versuchszwecken im Festigkeitslaboratorium der Technischen Hochschule Hannover für St 37 gemacht sind, haben in der Streckgrenze (rd. 2700 kg/cm²) eine Zunahme der Dehnung von 1,3 ‰ auf 25 ‰ ergeben. Wenn dieser Wert auch ungewöhnlich hoch sein mag, so muß normal doch mit 12 bis 15 ‰ gerechnet werden. Ein Dehnungsbereich von 1,3 bis 12 ‰ kann im allgemeinen in keinem Gliede überschritten werden, solange die Formänderung des verbleibenden stabilen Systems sich im elastischen Bereich vollzieht. Ob es unter Gliederungen besonderer Art Ausnahmefälle gibt, mag dahingestellt bleiben. Die Überschreitung des fraglichen Dehnungsbereichs wird erst dann möglich werden, wenn die Formänderung den Charakter der elastischen verliert und in eine kinematische übergeht. Dazu ist notwendig, daß die Spannung in $n+1$ einander zugeordneten Querschnitten die Streckgrenze erreicht. Solange also der kritische Spannungszustand in einem einzigen Querschnitt nicht erreicht ist, kann die Streckspannung in keinem Gliede überschritten werden.

Eine Bestätigung dieser Ansicht bringt zunächst der Versuch II durch die Feststellung, daß die Dehnung über der Stütze — Punkt f — erst von $4P = 42$ t an gleichzeitig mit dem Eintritt größerer Formänderungen an den Angriffsstellen der äußeren Lasten stärker zunimmt. Im vorliegenden Falle des einfach statisch unbestimmten Systems sind zwei Querschnitte einander zugeordnet: der Querschnitt über der Stütze und der am stärksten beanspruchte Feldquerschnitt. Mit zunehmenden Lasten wird die Streckgrenze zuerst im Querschnitt f erreicht. Mit dem Eintritt der Streckspannung werden die betroffenen Teile des Querschnittes bei Erhöhung der Belastung von weiterer Kraftaufnahme ausgeschaltet. Da hier keine Normalkräfte auftreten, vollzieht sich die Ausschaltung den Biegungsspannungen gemäß von beiden Außenkanten des Querschnittes nach der Nullachse zu fortschreitend. Das Spannungsdiagramm ändert seine Gestalt. Es geht aus dem bekannten geradlinig begrenzten in die skizzierte Form über.

An den Außenkanten bleibt die Streckspannung unverändert, da hier die Dehnung durch die elastische Dehnung der mittleren Querschnittsteile beschränkt ist.



Das Moment der Spannungen nimmt um

$$2\int_0^{\frac{h}{2}} \sigma\,\eta\,dF - W\sigma_s$$

zu. Nachdem in allen Teilen der Flansche des I. Querschnittes die Streckgrenze erreicht ist, kommt für die Zunahme des Momentes nur der Steg in Betracht. Das Moment

$$M = \left[b\,\delta\,(h-\delta) + (h-2\,\delta)^2 \cdot \frac{\delta_1}{6}\right]\sigma_s = W_1\,\sigma_s$$

kann nur unwesentlich überschritten werden. Mithin bedeutet es eine nur sehr geringe Vernachlässigung, wenn das Stützenmoment bei zwei Trägern

$$M_S = 2\,W_1\,\sigma_s$$

für alle Laststufen konstant in die Rechnung eingeführt wird, die nach der üblichen Theorie $M_S > 2\,W_1\,\sigma_s$ ergeben. Damit entsteht unter den äußeren Lasten — Querschnitt e — das Feldmoment

$$M_F = {}^1/_3\,P\,l - {}^1/_3\,2\,W_1\,\sigma_s.$$

Die Belastungsstufe, die in den Flanschflächen des Querschnittes e die Streckspannung erzeugt, erhält man aus

$$2\,W_1\,\sigma_s = {}^1/_3\,P\,l - {}^1/_3\,2\,W_1\,\sigma_s.$$

Nimmt man bei den verwendeten I Nr. 16 entsprechend dem angegebenen mittleren $J = 864$ cm⁴ an: $b = 6{,}7$, $\delta = 0{,}95$ cm, $\delta_1 = 0{,}63$ cm, so erhält man

$$2\,W_1 = 232 \text{ cm}^3$$

und mit $\sigma_s = 2{,}51$ t/cm²

$$P = \frac{4 \cdot 232 \cdot 2{,}51}{240} = 9{,}75 \text{ t}.$$

Der Versuch hat den etwas höheren Wert $P = 11{,}1$ t ergeben. Die geringe Überschreitung ist zum Teil vielleicht auf die Vernachlässigung bei Berechnung des Momentes M_S zurückzuführen. Außerdem aber kann wohl angenommen werden, daß die Fließfiguren nicht sofort sichtbar werden, sobald die Streckspannung erreicht ist.

Der von Maier-Leibnitz aus dem Versuch gezogene Schluß, daß als maßgebendes Moment im vorliegenden Falle ${}^1/_4\,P\,l$ anzusehen sei, stimmt im Ergebnis mit der Theorie des kritischen Spannungszustandes überein. Dagegen erscheint es bedenklich, dem größeren Lastwerte P_v, der durch den Beginn seitlichen Ausweichens gekennzeichnet ist, entscheidende Bedeutung für die Tragfähigkeit beizumessen.[1]) Anscheinend handelt es sich dabei doch um den bekannten Kippvorgang, also ein Knicken des gedrückten Flansches rechtwinklig zur Systemebene. Wenn das zutrifft, wird die Last P_v von Umständen wesentlich beeinflußt, die mit dem Spannungszustande in der Systemebene nichts zu tun haben. Sie würde niedriger sein für einen Träger, was die Angaben über die Vorversuche auch bestätigen, und erhöht werden durch größeren Abstand und stärkere Bindung der gekuppelten Träger. Aber abgesehen davon erscheint es grundsätzlich richtiger, als Grenze der Tragfähigkeit die Laststufe anzusehen, unter der die Fließfiguren an dem zweiten der zugeordneten Querschnitte entstanden sind. Denn zweifellos wird in diesem Zeitpunkte der Weg für starke Verformungen frei, und es hängt nunmehr auch von nebensächlichen Umständen ab, ob diese früher oder später eintreten.

Bei Belastung nur einer Öffnung des Versuchsträgers sind die Fließfiguren zuerst im Felde bei e und erst unter größeren Lasten über der Stütze bei f zu erwarten. Die Laststufe, die die letztere erzeugt, muß dieselbe sein wie die, die bei gleichzeitiger Belastung beider Öffnungen die Fließfiguren im Felde hervorgerufen hat. Das Ergebnis eines derartigen Versuches wäre für die Deutung der Vorgänge jedenfalls interessant gewesen.

Für die Frage des Einflusses einer Stützensenkung auf die Tragfähigkeit ist der Versuch III ohne erhebliche Bedeutung. Keinesfalls kann das Ergebnis als Nachweis eines ungünstigen Einflusses gedeutet werden. Beim Balken auf drei Stützen und der Belastung beider Öffnungen kann die Senkung der Mittelstütze offenbar nur dann einen Einfluß haben, wenn sie das Feldmoment über das Stützenmoment hebt. Das trifft erst bei einer Senkung von mehr als 10 mm zu. Für die Senkung des Versuches um 5,35 mm ergeben sich unter Benutzung der Tatsache, daß der Balken sich unter $P = 0{,}362$ t auf die Mittelstücke aufgesetzt hat, folgende Momente:

a) bei f

1. $P = 4{,}5$ t $\quad M_S = -(4{,}5 - 0{,}362)\,0{,}8 + 0{,}362 \cdot 2 \cdot 1{,}2 = -2{,}441$ tm,
2. $P = 9{,}0$ t $\quad M_S = -(9{,}0 - 0{,}362)\,0{,}8 + 0{,}362 \cdot 2 \cdot 1{,}2 = -6{,}04$ tm,
3. $P = 10{,}5$ t $\quad M_S = -(10{,}5 - 0{,}362)\,0{,}8 + 0{,}362 \cdot 2 \cdot 1{,}2 = -7{,}24$ tm,

b) bei e

1. $P = 4{,}5$ t $\quad M_F = 4{,}5 \cdot 0{,}8 - {}^1/_3 \cdot 2{,}44 = +2{,}59$ tm,
2. $P = 9{,}0$ t $\quad M_F = 9{,}0 \cdot 0{,}8 - {}^1/_3 \cdot 6{,}04 = +5{,}19$ tm,
3. $P = 10{,}5$ t $\quad M_F = 10{,}5 \cdot 0{,}8 - {}^1/_3 \cdot 7{,}24 = +5{,}99$ tm.

Da bei $P = 9{,}0$ t Fließfiguren über der Stütze aufgetreten sind, ist der unter a_3 berechnete absolute Wert zu groß, der zugehörige Wert M_F aber zu klein. Nimmt man nun an, daß das Stützenmoment von der Laststufe an konstant bleibt, unter der die Streckspannung den ganzen Flansch ergriffen hat, so ergibt sich mit $2\,W_1 = 250$

$$M_S = -6{,}04 \cdot \frac{250}{228} = -6{,}60 \text{ tm},$$

also infolge $P = 10{,}5$ t

$$M_F = 8{,}4 - {}^1/_3 \cdot 660 = 6{,}20 \text{ tm}.$$

Die Wiederholung der Rechnung für eine Stützensenkung um 10 mm ergibt Lastwert im Zeitpunkte des Aufsetzens $0{,}362 \cdot \frac{10}{5{,}35} = 0{,}676$ t.

a)

2. $P = 9{,}0 \quad M_S = -(9{,}0 - 0{,}676)\,0{,}8 + 0{,}676 \cdot 2 \cdot 1{,}2 = -5{,}037$ tm,
3. $P = 10{,}5 \quad M_S = -(10{,}5 - 0{,}676)\,0{,}8 + 0{,}676 \cdot 2 \cdot 1{,}2 = -6{,}237$ tm.

b)

2. $M_F = 7{,}2 - {}^1/_3 \cdot 5{,}037 = +5{,}52$ tm,
3. $M_F = 8{,}4 - {}^1/_3 \cdot 6{,}237 = +6{,}32$ tm.

Die Feldmomente des Versuches sind daher in allen Laststufen $P \geqq 9{,}0$ t kleiner gewesen als die Stützmomente. Das wird durch die Tatsache bestätigt, daß die Fließfiguren über der Mittelstütze unter $P = 9{,}0$ t, im Felde bei e aber erst unter $P = 10{,}5$ t aufgetreten sind.

Schließt man aus diesen Laststufen auf die Streckspannung, so ergibt sich folgendes Bild:

[1]) Wie uns Herr Prof. Maier-Leibnitz mitteilt, stimmt er in dieser Ansicht mit uns überein.

Unter $P = 9{,}0$ t ist das Stützenmoment höchstens

$$M_S = -6{,}04 \text{ tm, daher}$$

$$\sigma = \frac{6{,}04}{228} = 2{,}65 \text{ t/cm}^2.$$

Unter $P = 10{,}5$ t ist das Feldmoment höchstens

$$M_F = 6{,}20 \text{ tm, daher}$$

$$\sigma = \frac{620}{228} = 2{,}72 \text{ t/cm}^2.$$

Beide Werte liegen unter dem angegebenen σ_s des Materials (2,88 t/cm²). Bei Versuch II sind die Fließfiguren über der Stütze unter $P = 8{,}25$ t, im Feld unter $P = 11{,}1$ t aufgetreten. Unter Berücksichtigung der eingetretenen Senkung der Mittelstütze um 0,94 ergibt sich

$$P = 9{,}25 \text{ b} \quad M_S = -(8{,}25 - 0{,}064)\,0{,}8 + 0{,}16 = -6{,}39 \text{ tm}$$

$$P = 11{,}1 \quad M_F = 11{,}1 \cdot 0{,}8 - {}^1/_3 \cdot 6{,}39 \cdot \frac{233}{211} = +6{,}53 \text{ tm},$$

daher

$$\text{bei } f\text{: } \sigma = \frac{639}{211} = 3{,}02 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{bei } e\text{: } \sigma = \frac{653}{211} = 3{,}10 \text{ t/cm}^2.$$

Beide Werte überschreiten das angegebene σ_s des Materials (2,51) ziemlich erheblich. Es besteht also ein bemerkenswerter Unterschied zwischen den Versuchen III und II. Das ungünstigere Ergebnis des Versuches III für den Querschnitt über der Mittelstütze kann keinesfalls durch die Senkung der Mittelstütze hervorgerufen sein. Die Ursache muß an anderer Stelle liegen, und es liegt nahe, sie in der Materialbeschaffenheit der bei Versuch III verwendeten Träger zu suchen. Eine weitere Möglichkeit könnte in der Art der Probeentnahme und Durchführung der Materialprobe liegen. Dehnungsgeschwindigkeit und Form des Probestabes, Ort der Entnahme aus dem Profil spielen dabei eine nicht unerhebliche Rolle. Jedenfalls ist diese Tatsache ein zweiter Grund gegen die Deutung des Versuches als Nachweis eines ungünstigen Einflusses der Stützensenkung auf die Tragfähigkeit. Wesentlich größere Bedeutung für die vorliegende Frage ist dem Versuch IV beizumessen. Denn die Senkung der Außenstützen erhöht das Stützenmoment und damit die Beanspruchung in dem nach der üblichen Anschauung gefährlichsten Querschnitt. Der Versuch zeigt unter Berücksichtigung des etwas größeren Widerstandsmomentes im wesentlichen dasselbe Ergebnis wie II. Unter der Laststufe $P = 4{,}5$ t treten die Fließfiguren über der Stütze, unter $P = 11{,}5$ t im Felde bei e auf. Da der Balken sich unter $P = 1{,}975$ t auf die Außenstützen aufsetzt, ergeben sich folgende Werte

1. $P = 4{,}5$ t $\quad M_S = -(4{,}5 - 1{,}975)\,0{,}8 - 1{,}975 \cdot 2 \cdot 1{,}2 = -6{,}76$ tm,
2. $P > 4{,}5$ konstantes $M_S = -6{,}76 \cdot \frac{240}{218} = -7{,}44$ tm
3. $P = 11{,}5$ $\quad M_F = 11{,}5 \cdot 0{,}8 - {}^1/_3 \cdot 7{,}44 = +6{,}72$ tm.

$$\text{bei } f\text{: } \sigma = \frac{676}{218} = 3{,}10 \text{ t/cm}^2,$$

$$\text{bei } e\text{: } \sigma = \frac{672}{218} = 3{,}07 \text{ t/cm}^2.$$

Beide Spannungen übersteigen wie im Versuch II das σ_s des Materials (2,75). Aus dem Versuch IV erhellt noch deutlicher als aus II die Ausschaltung der Querschnitte über der Stütze nach Eintritt der Streckspannung. Träte die Ausschaltung nicht ein, dann wären unter $P = 11{,}5$ das Stützenmoment

$$M_S = -(11{,}5 - 1{,}975)\,0{,}8 - 1{,}975 \cdot 2 \cdot 1{,}2 = -12{,}36 \text{ tm}$$

und das Feldmoment

$$M_F = 11{,}5 \cdot 0{,}8 - {}^1/_3 \cdot 12{,}36 = +5{,}08 \text{ tm}.$$

Die Spannung im Felde $\sigma = \frac{508}{218} = 2{,}32$ t/cm² hätte die Streckgrenze (2,75) des Materials bei weitem nicht erreicht.

Die Versuche II und III beweisen die Entlastung des Stützenquerschnittes durch den zugeordneten Feldquerschnitt. Steht aber die Tatsache der gegenseitigen Entlastung einander zugeordneter Querschnitte fest, so ergibt sich bezüglich des Einflusses von Stützenverschiebung der auf Seite 22 der genannten Schrift aufgestellte Satz als notwendige Folge:

„Etwa gleichzeitig — mit den Lasten — wirkende Änderungen der Temperatur oder Verschiebungen der Stützpunkte erhöhen die Spannungen des kritischen Zustandes in keinem Querschnitt. Diese Einflüsse erhöhen nur die Grenzwerte der bleibenden Längenänderungen und setzen daher die Tragfähigkeit nur dann herab, wenn diese Grenzwerte an die Bruchdehnung herankommen."

Als selbstverständlich muß vorausgesetzt werden, daß die Stützenverschiebungen den statischen Charakter des Systems nicht ändern. Im vorliegenden Falle des Balkens auf drei Stützen besagt diese Voraussetzung: Die Stützensenkungen müssen so klein sein, daß der Balken sich auf alle drei Stützen aufsetzt, bevor die Streckspannung in einem Querschnitt erreicht wird.

Die Unterzeichneten haben seit längerer Zeit zur Klärung des Problems der Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl unter einmaliger und wiederholter Belastung eine Reihe von Versuchen in Bearbeitung und haben hierfür die Unterstützung der Hauptverwaltung der Reichsbahn gefunden, die die Wichtigkeit dieser Fragen für die Entwurfbearbeitung von Brücken anerkennt. Ein erster Versuch mit einem Fachwerkbalken auf vier Stützen ist vorbereitet. Da es sich darum handelt, die Abhängigkeit der Tragfähigkeit von den Materialeigenschaften zu erkennen, wird die Spannungs-Dehnungs-Linie jedes in Betracht kommenden Stabes im jungfräulichen Zustande und bei wiederholten Belastungen durch sorgfältige Messungen aufgenommen. Für den ersten Versuch ist dem Fachwerkbalken aus verschiedenen Gründen der Vorzug gegeben worden. Einmal weil im Fachwerk die gegenseitige Abhängigkeit der Dehnungen und Spannungen in einander zugeordneten Stäben mit guter Genauigkeit gemessen und berechnet werden kann. Der zweite Grund ist die Möglichkeit, einen unbrauchbar gewordenen Stab zwecks Wiederholung des Versuches mit denselben oder geänderten Bedingungen durch einen neuen zu ersetzen. Gegen seitliches Knicken werden die erforderlichen Vorkehrungen getroffen. Schließlich soll die Frage der Knicksicherheit von Druckstäben untersucht werden, die nach Seite 28 der obengenannten Schrift auch von den Spannkräften der zugeordneten Stäbe abhängig ist, da die Druckkraft bei Eintritt einer Biegung abnimmt. Wie dort begründet, kann in einem $n$fach statisch unbestimmten Fachwerk die Ausbiegung eines Stabes wohl beginnen. Sie muß aber zum Stillstande kommen, sofern nicht $n + 1$ Stäbe gleichzeitig die Grenze der Tragfähigkeit überschreiten. Daß die Knickbedingungen in einem statisch unbestimmten System unter sonst gleichen Verhältnissen andere sind als in einem statisch bestimmten, hat schon ein zu diesem Zweck angestellter Versuch gezeigt, der im Werk der Firma Louis Eilers nach den Plänen des Dipl.-Ing. L. Kulka unabhängig von der Arbeit Grünings durchgeführt ist. Bei diesem Versuch bewies die untere Gurtung eines Fachwerkbogens mit Zugband eine wesentlich größere Sicherheit gegen seitliches Ausknicken, als nach der klassischen Theorie zu erwarten war. Es ist nicht gelungen, das Knicken herbeizuführen. Grüning. Kulka.

II.

Ich möchte mich nur zu den Ergebnissen mit den Versuchen von Maier-Leibnitz aus Eisen äußern. Nach diesen versagten die Träger nicht über der Mittelstütze, wo nach der Theorie das Größtmoment sich befindet, sondern an der Stelle des größten Feldmomentes. Es hat ein Spannungsausgleich im Träger stattgefunden, hervorgerufen durch eine bleibende Verformung — bleibende Überhöhung — der Träger über der Mittelstütze. Man kann bekanntlich dieselbe Spannungsverschiebung erreichen, indem man die Mittelstütze von vorherein senkt, d. h. dem Träger an dieser Stelle eine den späteren Beanspruchungen entgegengesetzte Beanspruchung gibt, gewissermaßen eine verkehrte Vorspannung. Jeder Brückenbauer, der schon Drehbrücken auf drei Stützen durchbildete, hat sich schon auf diese Weise geholfen und die Auflagerkräfte entsprechend abgeändert. Das ist nichts Neues. Neu ist die von Maier-Leibnitz festgestellte sogenannte „Selbsthilfe des Materials" im statisch unbestimmten System, der Verformung gewisser Glieder bezw. Stellen des Systems zu ihrer Entlastung oder anderer. Prof. Dr. Grüning, Hannover, hat die gleichen Gedanken in seiner Schrift „Die Tragfähigkeit statisch unbestimmter Tragwerke aus Stahl bei beliebig häufig wiederholter Belastung" behandelt, und es wäre außerordentlich zu begrüßen, wenn noch mehr Versuche in der von Maier-Leibnitz angedeuteten Richtung durchgeführt würden. Sie würden dazu beitragen, das immer noch vorhandene Mißtrauen gegen statisch unbestimmte Tragwerke, namentlich gegen durchlaufende Träger über drei und mehr Stützen zu zerstreuen. So ohne weiteres die wenigen vorliegenden Ergebnisse in der Praxis zu verwerten, also gewissermaßen mit der Selbsthife des Materials von vornherein zu rechnen, davor möchte ich aber ernstlich warnen. Wir müssen vorerst bei den bisherigen Berechnungsweisen, die nur Beanspruchungen innerhalb der Proportionalität kennen, bleiben. Eine Berücksichtigung von dauernden Verformungen, d. h. Beanspruchungen des Materials über der Streckgrenze, auch der bekannten Verfestigung des Eisens, möchte ich vorerst bei der Bemessung unserer Bauten ausgeschlossen wissen. Ich schrieb dieserhalb vor etwa Jahresfrist an Prof. Grüning wie folgt:

„Man kann ohne weiteres bei statisch unbestimmten Fachwerken mit den Beanspruchungen bis nahe an die Streckgrenze gehen. Doch möchte ich eine solche Maßnahme nur solchen Händen anvertrauen, die statisch und konstruktiv souverän den Eisenbau meistern. Der Konstrukteur muß sich bewußt bleiben, wie das Spielen der inneren Kräfte sich gestaltet, wenn in einzelnen Gliedern zu hohe Beanspruchungen eintreten. Allgemeine Vorschriften in dieser Hinsicht heute — wo noch viele unkundige Hände Brücken bauen — zu erlassen, erachte ich für untunlich.

Ich gehe auch mit Ihnen einig, daß die Eigenschaft des Stahles, sich bei wiederholter Beanspruchung zu verfestigen — wobei die Streckgrenze sich hebt und die Dehnung sinkt —, unter Umständen ausgenutzt werden kann. Aber auch da rate ich, vorsichtig vorzugehen."

Ich halte diesen Standpunkt, ehe weitere eingehende Versuchsergebnisse vorliegen, voll aufrecht. Dr. Bohny.

III.

Die Tatsache, daß sich die einfachen durchlaufenden Balkenträger günstiger verhalten, als die statische Untersuchung ergibt, ist uns schon aus unseren vielen Ausführungen bekannt und wird durch die eingehenden Versuche des Herrn Prof. Maier-Leibnitz bestätigt. Trotzdem haben wir es bisher vermieden, von diesem Umstande Gebrauch zu machen, da sonst die Träger oft zu kleine Abmessungen erhalten und deren elastische Einbiegungen sich in unangenehmer Weise bemerkbar machen.

Werden die Pfetten eines Daches als durchlaufende Träger berechnet, so besteht die Gefahr, daß das Dach beim Begehen stark schwankt und Undichtigkeiten entstehen. Wir berechnen diese Träger daher gewöhnlich als Träger auf zwei Stützen und verbinden sie über den Stützpunkten so, daß eine gewisse kontinuierliche Wirkung entsteht, was die Steifigkeit des ganzen Daches wesentlich erhöht.

Bei Kranbahnträgern, die gewöhnlich auch als einfache Balkenträger ausgebildet werden, ist eine zu große Ausnutzung des Querschnittes auch sehr bedenklich, denn dort ist die elastische Durchbiegung oft von noch größerer Bedeutung. Hier sollte man mit der Durchbiegung nie über $^1/_{1000}$ der Stützweite gehen, da sich sonst im Betriebe Störungen ergeben. Die Erfahrung hat auch gelehrt, daß bei zu großer Elastizität der Träger die Nietköpfe der Niete, die zur Verbindung der Kranschiene mit dem Träger dienen, über den Stützen abspringen.

Wir berechnen daher auch diese Träger gewöhnlich als Balken auf zwei Stützen und verbinden sie über letzteren so, daß auch hier eine gewisse Einspannung entsteht, die die Durchbiegung des Trägers herabmindert.

In vielen Fällen mag das von Prof. Maier-Leibnitz gefundene Ergebnis Anlaß zu Materialersparnissen geben, für Hüttenanlagen und sonstige stark in Anspruch genommene Konstruktionen möchte ich jedoch abraten, davon Gebrauch zu machen. Hier dürfte die Kenntnis, daß einem durchlaufenden Träger mehr zugetraut werden darf, als ihm rechnungsgemäß zusteht, für den Konstrukteur schon von großem Werte sein, da er ja nie sicher ist, ob die Lasten, die er seiner Berechnung zugrunde legt, nicht doch wesentlich überschritten werden, und dieser Fall gehört in Wirklichkeit nicht zur Seltenheit. Metzler, Dortmund.

IV.

Die Ergebnisse der auf Veranlassung von H. Maier-Leibnitz angestellten Versuche entsprechen denjenigen, die M. Grüning für innerlich statisch unbestimmte Fachwerke auf theoretischem Wege festgestellt hat, und berühren die Erkenntnis, die W. Schachenmeier gelegentlich der Tagung des Deutschen Eisenbauverbandes im Jahre 1922 zum ersten Male mitgeteilt hat.

Die Beurteilung dieser Fragen läuft auf die schwierigste Entscheidung hinaus, die der verantwortlich denkende Ingenieur zu fällen hat und die die Sicherheit der Konstruktion festlegt. Damit wird ein wesentlich größerer Komplex von Fragen aufgerollt, als sicherlich hier beabsichtigt ist. Zwischen den Begriff der zulässigen Belastung und der Bruchbelastung tritt diejenige Belastung, bei der das Fließen des Baustoffs eintritt. Der Begriff des Bruches eines Bauteils hat durch die moderne technische Physik eine im Gegensatz zur bisherigen Erklärung wesentlich verschiedene Definition erfahren, so daß heute diejenige Belastung für die Beurteilung der Sicherheit getreten ist, die das Fließen des Baustoffs herbeiführt. Nachdem jedoch die Tragfähigkeit wesentlicher Bauteile vorläufig noch allein durch die elastischen Eigenschaften des Baustoffs beurteilt wird, sollte der Spannungszustand in den ausgezeichneten Querschnitten des Versuchsstabes theoretisch ausführlicher begründet sein, bevor aus den Versuchen allgemeine Folgerungen von weittragender Bedeutung gezogen werden. Die Begrenzung der Tragfähigkeit ist dort nicht allein durch Normalspannungen σ_x, sondern auch durch Normalspannungen σ_y und durch Schubspannungen τ begründet, wenn man die Fließbedingung nach O. Mohr formuliert.

Diesen Überlegungen theoretischer Natur kann jedoch die Auffassung des Konstrukteurs entgegengehalten werden, nach der der Spannungszustand des Trägers durch Kaltverformung so weit ausgeglichen wird, daß die Grenzwerte der Momente in den ausgezeichneten Querschnitten gleich groß werden. Man nimmt also die bildsame Verformung des Baustoffs ebenso wie bei Nietverbindungen als zulässig an, ohne mit nachteiligen Gefügeänderungen zu rechnen, setzt vielmehr die volle Wirkung der Verfestigung auch in den elastischen Eigenschaften voraus, die die Beurteilung des Spannungszustandes begründen. Bei der gegenwärtigen Kenntnis der Festigkeitseigenschaften des Baustahls außerhalb des elastischen Bereichs sind gegen diese Auffassung keine Bedenken zu erheben, falls man von den Folgen absieht, die sich hierbei für die Durchbiegung der Bauteile, durchgehende Pfetten usw., ergeben können. Jedenfalls erscheint mir die Überschreitung der Streckgrenze des Baustoffs am Stützenquerschnitt nur bei Bauteilen zulässig, die keinen Spannungswechsel und keine dynamischen Einwirkungen erleiden. Man wird auch nicht vergessen dürfen, daß der Ausgleich des Spannungszustandes des Trägers bildsamen Baustoff voraussetzt, so daß man den vorgeschlagenen Festigkeitsnachweis also weder bei bewehrtem Beton noch bei Konstruktionen in Holz zubilligen wird. Dr.-Ing. K. Beyer.

V.

Die mit einfachen Mitteln angestellten grundlegenden Versuche des Herrn Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz beweisen die Richtigkeit der Meinung, bei durchlaufenden Balken aus H-Profilen die Selbsthilfe des plastischen Materials von vornherein in geeigneter Weise zu berücksichtigen. — Es erscheint mir allerdings zweckmäßig, weitere Versuche in ähnlicher Anordnung, aber mit schwereren Profilen durchzuführen, damit vor allen Dingen die Bauvorschriften entsprechend geändert werden können, was nicht möglich ist, solange die maßgebenden Behörden nicht ebenfalls von der Zulässigkeit einer solchen Änderung sich vollständig überzeugt haben.

Bei dieser Gelegenheit möchte ich anregen, diese Versuche auch auf Blechträger auszudehnen, um einwandfrei auch das Verhalten solcher Konstruktionsteile kennenzulernen. Dr. Konrad Jagschitz.

VI.

Die Versuche von Maier-Leibnitz mit dem durchlaufenden Balken aus Baustahl und Holz führen bei dem bildsamen Baustoff, dem Baustahl, zu einem Ergebnis, das manchen Kreisen doch zu denken geben muß. Wenn er feststellt, daß der Träger mit gleichem Widerstandsmoment als frei aufliegender Träger nur das 2,72fache der zugelassenen Last, als durchlaufender Träger aber das 3,74fache der hier zugelassenen Last trägt, ehe seine Tragkraft erschöpft ist, so ist damit erwiesen, daß die Scheu vor solchem statisch unbestimmt gelagerten Träger im Eisenbau unberechtigt ist. Sie ist um so mehr unberechtigt, als die weiteren Versuche nachweisen, daß selbst Stützensenkungen bis zu $\frac{l}{169}$ diese erhöhte Tragkraft nicht beeinträchtigen können.

Nur schüchtern hat sich in den letzten Jahrzehnten im Brückenbau selbst bei gutem Untergrunde der statisch unbestimmte durchlaufende Träger in Wettbewerb mit dem Gerberträger gestellt, und auch im Eisenhochbau beherrschte bisher noch der Gerberträger das Feld. Im Hinblick auf den Eisenbetonbau, der den durchlaufenden Träger in weitestgehendem Maße auch dann verwendet, wenn der tragfähige Untergrund nicht aus Fels, sondern aus Kies u. dergl. besteht, kann man wirklich von einer Unsitte des Eisenbaues sprechen. Damit soll nicht gesagt werden, daß solche Unsitten allein im Eisenbau herrschen, auch der Massivbau, wenigstens in Deutschland, geht manchmal dem äußerlich statisch unbestimmten Träger ängstlich aus dem Wege. Bei vielen Brückenbauten und Wettbewerben für gewölbte Brücken der letzten Zeit hat der Konstrukteur, gleichgültig, ob der Untergrund aus Fels oder aus Kies bestand, wahllos zu dem Dreigelenkbogen gegriffen. Als seltene Ausnahme wurde bei dem neuesten Wettbewerb für die Moselbrücke in Koblenz unter 13 Entwürfen nebst Varianten ein einziger Eingelenkbetonbogen angeboten, obwohl der Untergrund aus völlig zuverlässigem Tonschieferfels besteht. In anderen Ländern, wie z. B. in Frankreich, huldigt man dieser Mode oder Unsitte nicht. Ich erinnere nur an den bekannten, während des Krieges gebauten Betonbogen ohne Eisenbewehrung in Villeneuve-sur-Lot, wo bei einer lichten Weite von 96,25 m unbedenklich ein eingespanntes Gewölbe verwendet worden ist. Es ist sicher zu erwarten, daß bei Versuchen ein eingespanntes Gewölbe, sei es aus dem bildsamen Baustoff Stahl oder aus dem Baustoff Stein oder Beton, eine relativ größere Tragkraft hat als der nach den gleichen Grundsätzen bemessene Dreigelenkbogen.

Aus allen diesen Gründen ist es lebhaft zu begrüßen, daß Maier-Leibnitz durch seine Versuche den Bann wenigstens auf einem Teilgebiete der Baukonstruktionen gebrochen hat und den Fachkreisen den Weg weist, in welcher Richtung man das Material wirtschaftlicher ausnutzen kann.
Gaber, Karlsruhe.

VII.

Vorbemerkung. Die Versuchsergebnisse des Herrn Prof. Dr. Maier-Leibnitz bedeuten im wesentlichen eine Bestätigung der theoretischen Ermittlungen Grünings, wobei bemerkenswert ist, daß sie an biegungsfesten, vollwandigen Trägern vorgenommen wurden, die der theoretischen Behandlung des vorliegenden Problems nur schwer zugänglich sind. Eine Frage wird dabei der weiteren Klärung bedürfen. Offenbar wurde bei den Versuchen Fall II bis IV der Querschnitt über der Mittelstütze vor der Entlastung erheblich über die Streckgrenze hinaus beansprucht; auch die Erörterungen Grünings lassen ja diese Annahme zu. Ein solcher Träger aber ist für die weitere Behandlung nach den bisherigen Anschauungen nur noch als bedingt brauchbar anzusehen, nämlich nur dann, wenn ihm nach der Entlastung einige Zeit — Tage oder vielleicht sogar Jahre — Ruhe gelassen wird. Dies scheint aber bei den Versuchen nicht geschehen zu sein, wird wenigstens nicht erwähnt. Für die praktische Frage der Sicherheit eines solchen Trägers ist das allerdings ohne Belang, da man ja immerhin — wie es auch Grüning tut — die Forderung des Ausschlusses bleibender Dehnungen, d. h. von Beanspruchungen über die Elastizitätsgrenze hinaus, durch die äußere Last, Temperaturänderungen und Stützensenkungen stellen wird, so daß der Fall der Überschreitung der Streckgrenze tatsächlich wohl nie, jedenfalls nicht ohne darauffolgende, langdauernde, wenigstens teilweise Entlastung eintreten kann, der Grad der Sicherheit also bei diesem Träger durch die sogenannte Arbeitsfestigkeit gegeben ist, während er beim statisch bestimmten Tragwerk, wie Fall I zeigt, durch die Streckgrenze bedingt ist. Im übrigen ergeben die Versuchsergebnisse in Verbindung mit den Ermittlungen Grünings durch einfache Überlegung Schlüsse auf weitere praktische Fälle.

I. Die Folgerung in der Zusammenfassung, daß nicht das Stützenmoment für die Tragfähigkeit maßgebend ist und daß bei durchlaufenden Trägern mit auf die ganze Länge gleichbleibendem Querschnitt bei beliebigen Verhältnissen von p und q nur diejenigen maßgebenden Biegungsmomente für die Querschnittsbemessung ausschlaggebend sind, die sich günstigstenfalls durch Stützensenkungen erzielen lassen, läßt sich unbedenklich dahin erweitern, daß auch bei wechselndem Querschnitt bei durchlaufenden Trägern auf mehreren Stützen nicht etwa der gefährliche Querschnitt, d. h. der Querschnitt des größten $\frac{M}{W}$, maßgebend ist. Denken wir uns diesen Stab beim Belastungsfall II (vergl. Abbild. 1) in g, oder auch an irgend einer anderen Stelle des Kraftfeldes, so würde nach Verformung in g bei Überschreitung der Streckgrenze und Entlastung auf $p = 0$ die in Abb. 1 skizzierte Balkenform entstehen, was einer Hebung der Mittelstütze um Δ gleichkommen würde, und damit einer Vergrößerung des Momentes über der Mittelstütze zugunsten der Entlastung des bisher gefährlichen Querschnittes g. Auch in diesem Falle kommt offenbar der Träger, dank seiner plastischen Eigenschaften oberhalb der Elastizitätsgrenze, seinem schwächsten Teil zu Hilfe. Es würde aber wertvoll sein, in dieser Hinsicht auch Versuche an genieteten vollwandigen Trägern, vielleicht ausgebauten Brücken, vorzunehmen, denn gerade bei Brücken kleinerer Stützweite mit Mittelstützen, wie sie auch in neuerer Zeit —

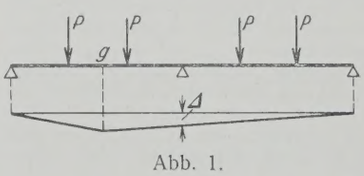


Abb. 1.

besonders mit einer Mittelstütze — häufig Verwendung finden, ist die Anwendung durchlaufender Hauptträger wegen der Schwierigkeit der Gelenkausbildung besonders bei schiefen Brücken mit durchgehender Bettung mit erheblichen rein konstruktiven Vorteilen verbunden. Um sie auch in statischer Beziehung unbedenklich und mit wirtschaftlichem Vorteil verwenden zu können, ist aber gerade die Klärung folgender Fragen wichtig:

1. Bis zu welchem Maße sind Stützensenkungen unschädlich für den Sicherheitsgrad des Bauwerks?
2. Müssen Spannungen infolge von Temperaturänderungen und infolge von Stützensenkungen zu den Hauptspannungen gerechnet werden?

II. Aus den Versuchen darf wohl ohne weiteres gefolgert werden, daß Temperatureinflüsse, erzeugt durch verschiedene Erwärmung des Ober- und Untergurtes des Trägers, ohne Einfluß auf den Sicherheitsgrad des durchlaufenden Trägers sind. Denn die bei den Fällen III und IV vorgenommene Senkung bezw. Hebung der Mittelstütze kann man sich auch erzeugt denken durch Erwärmung des Obergurtes bezw. des Untergurtes.

III. In ähnlicher Weise, wie der Träger selbst bei Überschreitung der Elastizitätsgrenze über der Mittelstütze durch bleibende Verformung an dieser Stelle das Stützenmoment verkleinert, muß auch bei Vorhandensein elastischer Stützen bei etwaiger Überschreitung der Elastizitätsgrenze der Mittelstütze diese durch bleibende Senkung auf Kosten der Endstützen sich selbst entlasten. In dieser Hinsicht ist das Verhalten von Brücken mit drei — oder auch mehr — Hauptträgern von praktischer Bedeutung (Abb. 2a u. 2b). Bei kontinuierlichen Querträgern ist bekanntlich, solange das Hookesche Gesetz gilt, der mittlere Hauptträger, wenn er nur für die doppelte Last wie die Außenträger bemessen ist, überlastet. (Vergl. Lewerenz, Die Berechnung von eisernen Überbauten mit drei Hauptträgern, „Die Bautechnik" 1925, Heft 40, S. 557.) Während für die Ermittlung der wirklichen Beanspruchungen die dort entwickelten Formeln gelten, gibt zur Klärung der Frage des tatsächlichen Sicherheitsgrades einer derartigen Konstruktion die folgende rein geometrische Überlegung einen Anhalt.

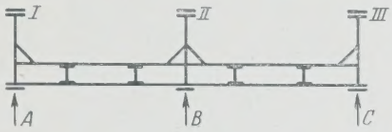


Abb. 2a.

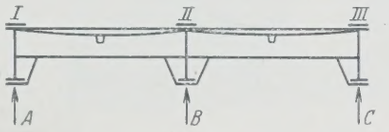


Abb. 2b.

Erhält der Hauptträger II, den wir uns zunächst als statisch bestimmten Fachwerkträger vorstellen wollen, eine derartige Überbelastung, daß irgend einer seiner Teile eine über die Elastizitätsgrenze hinausgehende Beanspruchung erfährt, so erfährt der Träger eine bleibende Durchbiegung, d. h. es tritt bei dem Querträger AC, der ziemlich den Maier-Leibnitzschen Versuchsträgern entspricht, eine bleibende Senkung der Mittelstütze Δ ein; sie steht in einem bestimmten Verhältnis zur bleibenden Dehnung des überbeanspruchten Trägerstabes. Um diese bleibende Senkung Δ hervorzurufen, war ein Stützenbelastungsanteil erforderlich, der kleiner ist als derjenige, der eine Senkung des Stützpunktes um den Wert Δ innerhalb des elastischen Bereichs verursachen kann. Im Querträger selbst ist nun aber infolge seiner elastischen Verbiegung — vorausgesetzt, daß er noch dem Hookeschen Gesetze folgte — eine Entlastung der Mittelstütze eingetreten, die größer ist als der Kraftanteil, der die bleibende Senkung des Hauptträgers II verursacht. Nach eingetretener Entlastung und Ruhe wird nun bei der nächsten gleich großen Belastung des Querträgersystems wie vorhin — immer vorausgesetzt, daß der Querträger noch dem Hookeschen Gesetze folgt — bei B ein Auflagerdruck entstehen, der auch den am stärksten beanspruchten Teil des Hauptträgers II, in diesem Falle wieder den oben gestreckten Stab, keinesfalls über seine nunmehrige Elastizitätsgrenze hinaus beansprucht, denn diese ist ja nicht gemindert. Da nun aber die Hauptträger I und III mit je der Hälfte der Entlastung von II stärker belastet werden, liegt nunmehr hier zunächst die Gefahr der Überschreitung der Elastizitätsgrenze vor, nicht aber mehr in dem zunächst überbeanspruchten Hauptträger II. Dieser ist also keinesfalls gefährdet, solange die Beanspruchungen der Hauptträger I und III innerhalb der Elastizitätsgrenze bleiben; jedenfalls müßte also vor Gefährdung des Hauptträgers II eine Überschreitung der Elastizitätsgrenze der Träger I und III und eine bleibende Durchbiegung der letzteren eintreten. In dem so sich wiederholenden Spiel muß vermutlich ein Ausgleich der Belastungen der Träger I, II und III entsprechend ihren Abmessungen stattfinden. Soweit als Hauptträger Fachwerkträger vorhanden sind, ist die vorliegende Aufgabe auch nach dem von Grüning angegebenen Verfahren theoretisch lösbar.

Es wurde hier der einfachen geometrischen Anschauungsweise wegen nur die Wirkung des einen Querträgers betrachtet, es ändert aber an der Gesamtwirkung wiederholter Belastung nichts, wenn man das ganze Quer- und Hauptträgersystem berücksichtigen will. Denn der Hauptträger B wird infolge der durch Verlängerung des einen Stabes verursachten Durchbiegung durch die elastischen Verbiegungen aller Querträger entlastet, die alle zur Verlängerung des Stabes in einem bestimmten Abhängigkeitsverhältnis stehen. Wendet man nun den Maxwellschen Satz von der Gegenseitigkeit der Verschiebungen auf das ganze Haupt- und Querträgersystem an, so ergeben sich entsprechende Wirkungen auf den verlängerten Stab auch bei Überlastung an anderen Querträgern.

An der Sachlage wird sich auch dann nichts ändern, wenn die Hauptträger anstatt als Fachwerkträger als Blechträger ausgebildet sind. Verwickelter wird jedoch diese Vorstellungsweise, wenn die Hauptträger statisch unbestimmt ausgebildet sind, da dann die Möglichkeit besteht, daß bei wiederholter Überbelastung andere Teile des zunächst überbeanspruchten Hauptträgers selbst aushelfen, bevor die anderen Hauptträger überbeansprucht werden. Es darf aber wohl angenommen werden, daß auch hier schließlich ein Belastungsausgleich der Hauptträger stattfinden wird.

Es erscheint also hiernach nicht notwendig, den mittleren Hauptträger stärker zu konstruieren, denn den gleichen Sicherheitsgrad haben die Hauptträger ohnehin, wenn auch selbstverständlich bei den auftretenden Belastungen der mittlere Hauptträger stärker beansprucht wird als die beiden Randträger. Vor allem aber dürfte es nicht notwendig sein, bei bestehenden Brücken dieser Art etwa eine Verstärkung des mittleren Hauptträgers vorzunehmen, wenn seine etwa nach dem oben erwähnten Verfahren von Lewerenz ermittelten tatsächlichen Beanspruchungen über der zulässigen, jedoch noch unter der Elastizitätsgrenze liegen, und die äußeren Hauptträger noch aushelfen können.

Aus naheliegenden Gründen empfiehlt es sich daher, bei derartig verbundenen Hauptträgern — es ist wohl gleichgültig, ob deren drei oder mehr vorhanden sind — die Querträgerverbindungen möglichst steif und kontinuierlich wirkend zu gestalten, nicht aber durch ohnehin meist sehr gekünstelte Gelenkeinschaltung — besonders bei geschlossener Fahrbahn — dem Gesamtsystem die Möglichkeit der Selbsthilfe zu nehmen. Dann ist aber bei Brücken mit vielen Hauptträgern und darüberliegendem, durchgehendem Schotterbett gleicher Sicherheitsgrad aller Hauptträger auch dann gewahrt, wenn man nicht, wie bisher allgemein üblich, jeden Hauptträger für die möglichst ungünstigste Gleislage — eine Schiene über dem Hauptträger — berechnet, sondern die vorhandenen Gleise als gleichmäßig auf alle Hauptträger verteilt annimmt. Selbstverständlich können bei sehr breiten Brücken mit vielen Hauptträgern bewegliche Unterbrechungen mit Rücksicht auf die Möglichkeit der Wärmedehnung erforderlich werden. Krabbe.

VIII.

Die Versuche von Maier-Leibnitz sind außerordentlich lehrreich und bilden sicher den grundlegenden Beginn der wissenschaftlichen Erkenntnis für die tatsächliche Tragfähigkeit durchlaufender Träger, und es ist nur dringend zu wünschen, daß diese Versuche planmäßig weiter durchgeführt werden, nicht nur für Balken mit gleichbleibendem, sondern auch für solche mit wechselndem Querschnitt und ebenso für Fachwerkbalken.

Es ist zu bedauern, daß die von Maier-Leibnitz gekennzeichnete Scheu vor statisch unbestimmten Systemen infolge der alten Schulmeinung weit verbreitet ist, die sich vor der Stützensenkung fürchtet, was nur dann berechtigt ist, wenn eine ganz mangelhafte Gründung der Stützen namentlich im Brückenbau dazu Anlaß gibt. Im Hochbau und im Straßenbrückenbau habe ich in keiner Weise bedenkliche Erfahrungen mit gelenklosen Konstruktionen gemacht, sondern nach Möglichkeit die Gelenke zu vermeiden gesucht und statisch unbestimmte Bauarten bevorzugt trotz des größeren Aufwandes an theoretischer Vorarbeit. Der Grund lag eben in der Erkenntnis, daß eine günstigere Verteilung der Spannungen („Selbsthilfe") hierbei stattfindet, praktisch aber darin, daß eine Häufung von Gelenken zu kostspieligen und weniger steifen Konstruktionen Anlaß gibt. Dazu kommen besonders noch die im Straßenpflaster unbequemen Trennungsfugen. Auch die dauernde Erhaltung der Gelenkwirkung in statisch einwandfreier Weise ist recht fraglich. Von meiner Seite aus kann ich mitteilen, daß die von mir vor nunmehr 25 Jahren entworfene und erbaute Treskow-Brücke über die Oberspree durchgehende Balken über drei Öffnungen (39, 78, 39 m) ohne Gelenke enthält und daß der Überbau bislang in keiner Weise irgendwelchen Anlaß zu Bedenken gegeben hat, obgleich unter dem Groß-Berliner Verkehr inzwischen eine nicht unerheblich gesteigerte Inanspruchnahme stattgefunden hat. Bei einer vor kurzem von mir entworfenen Straßenbrücke, deren Vorlandbrücke 500 m lang ist, habe ich die 20 bis 24 m weiten Öffnungen derart überbrückt, daß durchlaufende Balken über drei Öffnungen mit überkragendem Ende angeordnet wurden, so daß die Zahl der Trennfugen möglichst vermindert wurde. Auch im Hochbau bieten die durchlaufenden Balken sowohl im Traggerüst des Stockwerkbaues als auch bei Hallen und besonders deren Pfetten eine günstige und versteifende Wirkung. Die Hauptsache ist natürlich, daß die Höhenlage der Stützpunkte durch sorgfältige Ausführung der Unterbauten die Gewähr bietet, daß keine erheblichen Stützensenkungen eintreten können.

Die Vorliebe für die statische Bestimmtheit darf nicht zu einer Gelenkhäufung führen, sondern der durchlaufende Balken ist nach Möglichkeit anzuwenden, was konstruktiv und wirtschaftlich von Nutzen ist. Die Maier-Leibnitzschen Versuche betrachte ich deshalb für besonders beachtenswert und ihre Fortführung besonders im Interesse des Eisenbaues notwendig, damit für die tatsächliche Tragfähigkeit der gelenklosen statisch unbestimmten Bauart zeitgemäße zuverlässige Grundlagen bald gegeben werden, um sie auch nach der wirtschaftlichen Seite zur Auswirkung kommen zu lassen. In Übereinstimmung mit den guten Erfahrungen der Praxis muß der Weg verfolgt werden, allgemeine Grundlagen für die Berechnung derartiger Konstruktionen unter Berücksichtigung der „Selbsthilfe", wofür ich „Spannungsausgleich" als Bezeichnung vorschlage, zu finden. Dr.-Ing. chr. Karl Bernhard.

IX.

In den mit großer Sorgfalt durchgeführten Versuchen von Prof. Maier-Leibnitz sehe ich eine teilweise Bestätigung dessen, was ich in meinem Vortrage vor der diesjährigen Werkstofftagung in Berlin über das Verhalten der Schiffbaustähle im Streckgebiet gesagt habe.

Im Schiffbau ist die Tatsache, daß bei Überschreiten der Streckgrenze an einzelnen Stellen durchlaufender Träger oder geschlossener eckensteifer Rahmen zunächst ein Ausgleich der Spannungen durch Nachgeben des Baustoffes stattfindet, praktisch seit Jahren erkannt; ihr wird in den aus der Praxis entwickelten Bauvorschriften der Klassifikations-Gesellschaften mehr oder weniger gefühlsmäßig Rechnung getragen. Genaue Messungen, die über den Umfang des Ausgleiches Auskunft geben könnten, sind jedoch noch nicht angestellt worden, wohl deshalb, weil die Spannungsverhältnisse am Schiff sehr verwickelter Natur sind und weil sich die in Frage stehenden Vorgänge zum großen Teil im plastischen Gebiete des Baustoffes abspielen, über das bei weitem nicht die Klarheit herrscht wie im rein elastischen Gebiet.

Aus den Versuchen von Maier-Leibnitz geht hervor, daß bei Überschreiten der Streckgrenze zunächst die überbeanspruchte Stelle so weit nachgibt, daß das Arbeitsvermögen des Baustoffes an den vorher geringer beanspruchten Stellen nunmehr stärker in Anspruch genommen werden kann. Die wesentlichste Folge des Nachgebens ist also die, daß ein derartiger Balken eine größere Menge Formänderungsarbeit und damit auch äußere Arbeit aufnimmt. Der eigentliche Maßstab für die Tragfähigkeit solcher Balken ist also nicht wie bisher die Belastung an der höchst beanspruchten Stelle, sondern die Größe der vom Träger aufzunehmenden Formänderungsarbeit bis zum Zustande des Unbrauchbarwerdens. Je mehr also durch geschickte konstruktive Ausbildung und richtige Auflagerung ein Körper befähigt wird, eine möglichst große Formänderungsarbeit aufzunehmen, sei es unterhalb, sei es oberhalb der Streckgrenze, um so höher wird seine Tragfähigkeit sein.

Eine genaue Ermittlung der Formänderungsarbeit in einem über die Streckgrenze hinaus gebogenen Balken ist jedoch erst möglich, wenn das gesamte Spannungsbild für alle Stellen des Körpers bekannt ist; die Feststellung des Spannungsbildes kann in bekannter Weise durch Messen mittels Dehnungsmessers geschehen, wie ich dies in meinem Institut seit einigen Jahren an Schiffbauträgern mit Erfolg durchführe. Durch punktweises Durchmessen nach je drei Richtungen für jeden Punkt läßt sich die Spannungsellipse berechnen und danach der gesamte Spannungsverlauf in Spannungs-Trajektorien auftragen.

Auf Grund solcher Messungen würde es auch möglich sein, den tieferen Ursachen der in Stuttgart durchgeführten Versuchsergebnisse nachzugehen und insbesondere den Verlauf des Spannungsausgleichs im Streckgebiet zu verfolgen.

Bevor man aus den gemessenen Dehnungen Schlüsse über die entstehenden Spannungen ziehen kann, muß man das Verhalten des Baustoffes im elastischen und im Streckgebiet durch Versuche genau ermitteln, wie dies beispielsweise in den letzten Jahren von Prof. Dalby in England und den Forschungsinstituten in Düsseldorf und Essen geschehen ist. Nach diesen Versuchen zeigte der übliche Baustahl auch nach Überschreiten der Streckgrenze noch eine vorzügliche Elastizität, die ihm die anfängliche Tragfähigkeit auch im Streckgebiet noch lange erhält.

Es ist zu erwarten, daß auf Grund solcher vollständig durchgeführten Dehnungsmessungen sich volle Klarheit über die Vorgänge während des ganzen Belastungsverlaufs bis zum Unbrauchbarwerden wird gewinnen lassen, worin schließlich für den Ingenieur das Ziel der Versuche zu erblicken ist. Ich hoffe, selbst noch in diesem Jahre einige ähnliche Versuche mit Schiffbauträgern anstellen zu können, und würde erfreut sein, wenn auch in Stuttgart die Versuche durch Feststellung des gesamten Spannungsbildes ergänzt und erweitert würden.

Die Versuche an Holzbalken scheinen mir für den Holzflugzeugbau besonderer Beachtung wert, bei dem gerade die Aufnahme der Spitzenmomente an den Auflagerstellen die größte Aufmerksamkeit erfordert. Auch die Stuttgarter Versuche zeigen deutlich, daß ein wesentlicher Unterschied im Verhalten von Holz und Eisen zu beobachten ist, der in erster Linie auf das viel ungünstigere Verhalten des Holzes nach Überschreiten der Elastizitätsgrenze zurückzuführen ist. Im Gegensatz zum Eisen scheint die Holzfestigkeit im Streckgebiet erheblich herunterzugehen, so daß es angebracht ist, bei Vergleichen zwischen Holz- und Eisenträgern mit größter Vorsicht vorzugehen. Auch in dieses noch recht dunkle Gebiet des Verhaltens von Holzträgern müßte durch eingehende Versuche weiteres Licht gebracht werden. In den Versuchen von Prof. Maier-Leibnitz sehe ich eine wertvolle erfolgreiche Anregung zu weiteren Forschungen.

Prof. O. Lienau.

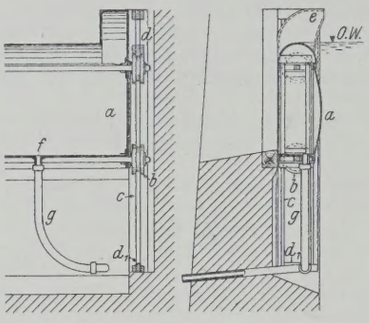
Schlußbemerkung der Schriftleitung.

Die vorstehenden neun Äußerungen sind eingegangen zu dem in der „Bautechnik“ 1928, Heft 1 u. 2 erschienenen Aufsatze von Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz: „Beitrag zur Frage der tatsächlichen Tragfähigkeit einfacher und durchlaufender Balkenträger aus St 37 und aus Holz“. Der Verfasser des Aufsatzes hat von einer Erwiderung zunächst Abstand genommen.

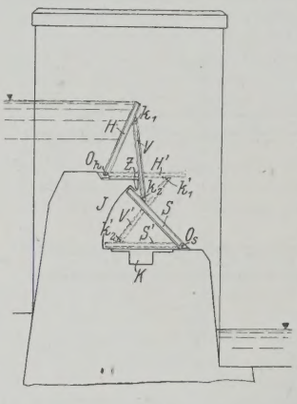
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Selbsttätiges versenkbares Schwimmschütz. (Kl. 84a, Nr. 440 691 vom 10. 4. 1924 von Dipl.-Ing. Gustav Markowitz in Wiesbaden.) — Das Heben des Schwimmschützes und der Verschluß der Wehröffnung geschieht selbsttätig durch den Auftrieb, und das Senken des Schwimmschützes bei bestimmtem Wasserstande selbsttätig durch die Beseitigung des Auftriebes. Das aus dem Schwimmkörper *a* bestehende Rollschütz läuft mit den Rollen *b* in Führungen *c*, und seine Bewegung ist durch die Anschläge d_1, d begrenzt. Bei hohem Wasserstande läuft das Wasser durch die Einläufe *e* in den Wehrkörper und füllt diesen langsam. Das durch die Öffnungen *f* abfließende Wasser wird durch einen Metallspiralschlauch *g* abgeführt. Das Schwimmschütz sinkt entsprechend dem verminderten Auftriebe tiefer ein, bis es den Anschlag d_1 erreicht hat und die Wehröffnung freigibt. Infolgedessen senkt sich der Wasserspiegel, und der Wasserzufluß wird beim Einlauf geringer als der Abfluß aus dem Schwimmkörper, worauf dieser wieder Auftrieb gewinnt und die Überfallöffnung des Wehres schließt.



Selbsttätiger Klappenwehraufsatz. (Kl. 84a, Nr. 439 386 vom 31. 1. 1925 von Dr.-Ing. František Jermář in Opava, Tschechoslowakische Republik.) — Der Aufsatz hat zwei Klappen: die obere Stauklappe *H*, die um die Achse O_h drehbar gelagert ist, und die um O_s drehbare untere Stellklappe *S*. Die Stauklappe *H* wird von mit Gelenken k_1 angreifenden Streben *V* getragen, die sich ihrerseits in Gelenken k_2 auf die Stellklappe stützen. Die Wehrkrone *J* ist kreisförmig ausgeschnitten und bildet mit der Stellklappe eine Kammer. In niedergelegtem Zustande nimmt der Wehraufsatz die Lage *H'*, *V'*, *S'* ein. Bei steigendem Wasserstande sperrt man den Kanal *K* gegen das Oberwasser ab und verbindet ihn mit dem Unterwasser so lange, bis die Stauklappe durch den Wasserdruck in die gewünschte Lage übergeführt ist. Soll die Stauklappe aus einer beliebigen Stellung aufgerichtet werden, so sperrt man den Kanal *K* gegen das Unterwasser ab und verbindet ihn abermals mit dem Oberwasser, worauf der Überdruck auf die Stellklappe die erwünschte Stellung bewirkt. Die Nase *Z* in der Wehrkrone begrenzt die steilste Stellung der Klappen.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Jargon, Vorstand des R. V. A. Berlin 3, als Vorstand zum R. V. A. Altona, Dr. jur. Borgers, Vorstand des R. V. A. Allenstein, als Vorstand des R. V. A. Münster (Westf.), Heyse, bisher bei R. B. D. Kassel, zur R. B. D. Altona, und de la Sauce, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (Main), zur R. B. D. Magdeburg, sowie der Reichsbahnamtmann Knauf, Vorstand des Brückenbaubureaus und Hilfsdezernent bei der R. B. D. Altona, zum R. Z. A. in Berlin.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Zillinger, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Berlin 1, zum R. B. A. Berlin 2, und Eugen Panzer, bisher beurlaubt, zur R. B. D. Ludwigshafen (Rhein), sowie der Reichsbahnbaumeister Weyher, bisher beim R. B. A. Berlin 2, zur R. B. D. Berlin.

Gestorben: Reichsbahnrat Dieckhoff, Vorstand des R. V. A. Münster (Westf.) und der Reichsbahnamtmann Jakob Lützel, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Kaiserslautern.

Preußen. Ernannt sind: zum Oberregierungs- und -baurat: der Regierungs- und Baurat Melcher in Merseburg; — zu Regierungsbauräten: die Regierungsbaumeister (W.) Frenzel in Berlin, Zahnow in Cottbus, Schultze-Gebhardt in Stolp, Genschmer in Breslau und Weinrich in Koblenz.

Überwiesen sind: der Regierungsbaurat (W.) Gramberg II und der Regierungsbaumeister (W.) Dr.-Ing. Hielmann vom Wasserbauamt I in Kassel dem Wasserbauamt II daselbst, ferner unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst der Regierungsbaumeister (W.) Theodor Schmitz dem Wasserbauamt in Stettin.

INHALT: Das Abwasserpumpwerk Schwelgern in Hamborn am Rhein. — Die Hängebrücke über den Ohio in Portsmouth (O.). — Vereinfachte Ermittlung der größten Momente und Querkräfte aus Verkehrslast bei einer Gruppe gleich großer Einzellasten bei dem frei aufliegenden Träger. — Die Wirtschaftlichkeit der Beton-Zuschlagstoffe. — Vermischtes: 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins. (Schluß.) — Neue Eisenbahnhubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam. — Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden. — Flugzeughallen in Wilhelmshaven. — Diesjährige ordentl. Mitgliederversammlung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Berichtigung. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 18. Mai 1928 | Heft 21

Die Unterhaltung der Schiebetore der Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Hayßen**, Kiel-Holtenau.

Durch die wirtschaftliche Not der Kriegs- und Nachkriegsjahre und die Schwierigkeiten der Beschaffung geeigneter Anstrichmittel ist die sachgemäße Unterhaltung fast aller Eisenbauwerke jahrelang vernachlässigt worden. Mit der Besserung der Verhältnisse wurde mit größtem Eifer daran gegangen, Versäumtes nachzuholen; man erkannte mehr als in früheren Jahren die wirtschaftliche Bedeutung des Rostschutzes, wie die große Zahl der Veröffentlichungen der letzten Jahre auf diesem Gebiete zeigt.

Über die Wahl eines geeigneten Anstrichmittels und den Zeitpunkt seiner Erneuerung kann man sich bei den dauernd an der Luft befindlichen Eisenbauwerken wie Brücken, Krananlagen und sonstigen Eisenhochbauten trotz der in übergroßer Zahl auf den Markt gebrachten Anstrichfarben eine gewisse Klarheit verschaffen. Viel schwieriger liegen aber die Verhältnisse bei solchen Eisenkonstruktionen, die sich dauernd oder zeitweise unter Wasser befinden, weil hier wegen des Salzgehaltes des Wassers und wegen des Anwuchses an die Farben viel höhere Ansprüche gestellt werden müssen. Die Schiffsbodenfarben sind deshalb anders zusammengesetzt, als die an der Luft verwendeten, aber auch sie erfüllen trotz ihrer durch das Seewasser bedingten geringeren Lebensdauer ihren Zweck, weil die Schiffe in der Regel alljährlich, mindestens aber alle zwei Jahre ohnehin gedockt werden müssen und dabei der Anstrich erneuert wird.

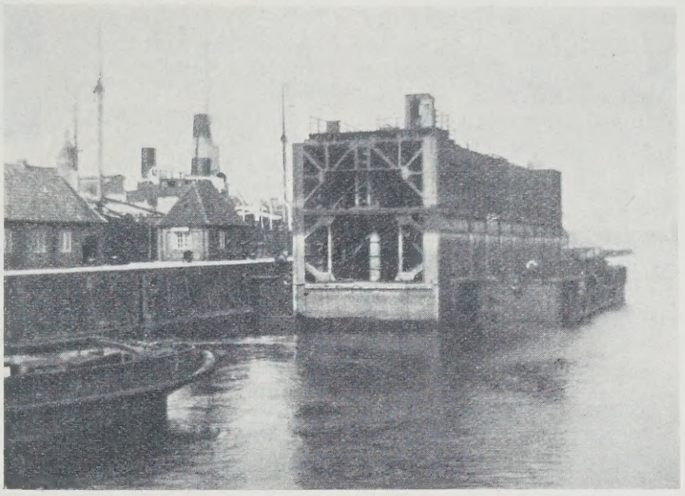


Abb. 1. Brunsbütteler Schiebetor mit Hebepontons in der Holtenauer Schleuse.

Bei Schleusentoren, Dockabschlüssen, Pontons und ähnlichen Schwimmkörpern ist eine so häufige Überholung nicht möglich, weil sie meistens im Betrieb nicht entbehrlich und die Kosten zu hoch sind. Bei ihnen kommt es darauf an, sie mit einem Anstrich zu versehen, der möglichst lange im Seewasser wirksam bleibt, und dafür sind weder die Ölfarbenanstriche der Brücken noch die Schiffsbodenfarben geeignet. Wenn man weiß, daß die einmalige Dockung, Überholung und Ausbesserung eines Schleusentores am Kaiser-Wilhelm-Kanal durchschnittlich etwa 50 000 R.-M. kostet, so erkennt man ohne weiteres, in welch hohem Maße die Haltbarkeit des Anstriches die laufenden Unterhaltungskosten beeinflußt.

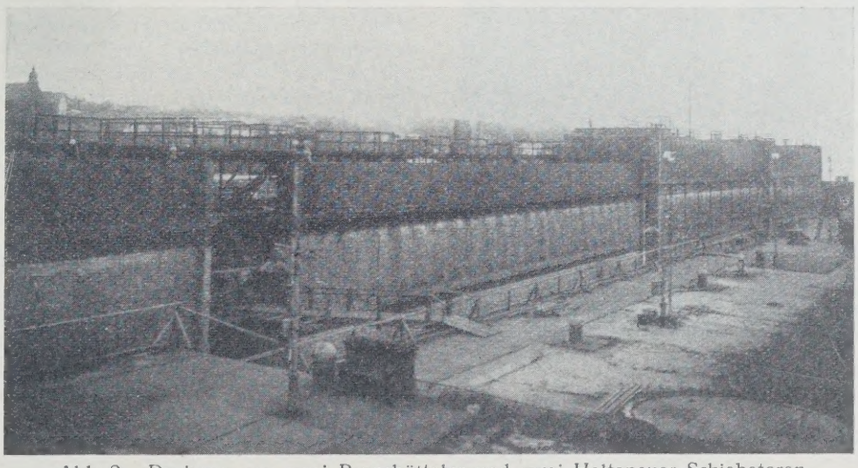


Abb. 2. Dockung von zwei Brunsbütteler und zwei Holtenauer Schiebetoren.

Bisher ist ein Anstrich, der allen Ansprüchen genügt, noch nicht gefunden worden. Es sind aber Erfahrungen gesammelt worden, und es trägt vielleicht zur Klärung dieser wichtigen Frage bei, wenn über die Erfahrungen bei der Unterhaltung der Schleusentore des Kaiser-Wilhelm-Kanals, die teils im Nordsee-, teils im Ostseewasser stehen, im nachstehenden berichtet wird.

A. Die Dockung der Tore.

Zum Abschluß der im Jahre 1914 in Betrieb genommenen großen neuen Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals in Holtenau und Brunsbüttelkoog dienen zwölf eiserne Schiebetore von nebenstehenden Abmessungen und Gewichten.

Je drei Tore in Holtenau und Brunsbüttelkoog sind so stark gebaut, daß sie als Abschlußpontons zum Trockenlegen der Häupter benutzt werden können. Die Tore jeder Schleuse sind untereinander auswechselbar, so daß bei Herausnahme eines Tores der Betrieb der Schleuse mit Hilfe der beiden anderen Tore aufrechterhalten werden kann.

Die Instandsetzung eines beschädigten Tores und die in gewissen Zeitabschnitten regelmäßig wiederkehrende Erneuerung des Anstrichs war in Holtenau ursprünglich so gedacht, daß das Tor in seiner Torkammernische gedockt werden sollte. Zu diesem Zwecke wurde ein Abschlußponton beschafft, das auf dem Lande gelagert, im Bedarfsfalle mit einem Schwimmkran zu Wasser gelassen und zum Abschluß der Nische vor das aufgehende Mauerwerk des Schleusenhauptes gesetzt wird.

Bisher ist kein Tor in seiner Nische gedockt worden. Man würde sich auch nur ungern dazu entschließen, weil die Nische für ein unbehindertes Arbeiten am Tor zu eng ist. Das Anbringen der Gerüste und das Entfernen des beim Reinigen des Tores abfallenden Schlammes, der Muscheln und des Rostes wäre unbequem, der Raum wäre dunkel und feucht, und das gereinigte Eisen und die Anstriche würden schlecht trocknen.

Bei den Brunsbütteler Schleusen kam die Dockung der Tore in ihrer Nische von vornherein nicht in Frage wegen des starken Schlickfalls. Deshalb wurden dort gleichzeitig mit den Toren zwei Hebepontons beschafft, die in erster Linie die Aufgabe haben, den Tiefgang der Schiebetore, wenn sie schwimmend verfahren werden sollen, zu verringern, damit sie nach einem Dock in Kiel oder Hamburg gebracht werden können. Die Hilfspontons sind Schiffskörper von 33,60 m Länge, 6,40 m Breite und 4,80 m Höhe. Jedes von ihnen hat eine Hubkraft von 300 t, die sie, mit dem aufgeschwommenen Tor gekuppelt, befähigt, den Tiefgang des Tores um 1,50 m zu verringern (Abb. 1). Trotzdem behält aber das angehobene Tor noch einen solchen Tiefgang, daß es in Kiel nur in dem

Schleuse	Anzahl der Tore leicht	Anzahl der Tore schwer	Länge m	Breite m	Höhe m	Gewicht der Tore einzeln t	Gewicht der Tore zusammen t	Oberfläche der Tore einzeln m²	Oberfläche der Tore zusammen m²
Holtenau	3	—	47,112	7,976	18,48	768	2 304	etwa	
	—	3	47,112	7,976	18,48	1053	3 159	14 000	84 000
Brunsbüttel	3	—	47,200	8,860	21,26	1299	3 897	etwa	
	—	3	47,200	8,860	21,26	1443	4 329	17 000	102 000
					im ganzen:		13 689		186 000

früher der Marine gehörenden Trockendock der Deutschen Werke, das aber dazu nicht immer zur Verfügung steht, gedockt werden kann. Soll es in Hamburg gedockt werden, muß es über die Unterelbe geschleppt werden. Daß ein solcher Transport mit großen Gefahren verbunden ist, hat der Unfall mit einem Emder Schleusentor gezeigt, das im Jahre 1920 zum Docken von Emden nach Wilhelmshaven gebracht werden sollte und infolge Grundberührung auf der Außenems untergegangen ist.

Es war deshalb für die Kanalverwaltung von großem Wert, daß im Jahre 1921 ein durch die Firma Fried. Krupp Germaniawerft A.-G. in Kiel angeregter Versuch gelang, eine der alten Holtenauer Schleusen leer zu pumpen. Die Schleuse ist danach mit den für ihre Benutzung als Trockendock nötigen Einrichtungen ausgerüstet worden, und seitdem sind in ihr außer einer größeren Anzahl von Schiffen alle 12 Schiebetore der Kanalverwaltung gedockt, ausgebessert und mit einem neuen Anstrich versehen worden. (Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1926, Nr. 6, S. 64: Die Verwendung der alten Holtenauer Südschleuse als Trockendock.) In ihr können gleichzeitig vier Schiebetore, die hintereinandergestellt werden, gedockt werden (Abb. 2). Sowohl die Brunsbütteler wie die Holtenauer Tore müssen mit Hilfe der erwähnten Hilfspontons transportiert und in das Dock eingefahren werden. Vorrichtungen zum Befestigen der Hebetrossen waren bei den Brunsbütteler Toren von vornherein vorgesehen. Bei den Holtenauer Toren wurden für den ersten Transport durch Taucher eiserne Bügel in den unteren Anschlagbalken angebracht, die dann im Dock durch kräftige Aufhängevorrichtungen ersetzt wurden. Selbst bei leeren Schwimmkammern der Tore und bei voller Ausnutzung der Hubkraft der Pontons bleiben bei mittlerem Kanal- oder Fördewasserstande nur wenige Zentimeter Spielraum zwischen den Kufen der Tore und der Drempeloberkante, so daß wiederholt bei zu niedrigen Wasserständen das Steigen des Wassers abgewartet werden mußte, bevor das Tor ins Dock eingefahren werden konnte.

B. Ausbesserung und Anstrich der Tore.

Der erste Anstrich der Schiebetore bestand aus Bleimennige und Teer. Alle Eisenkonstruktionen erhielten im Werk vor dem Zusammenbauen einen Anstrich mit heißem Leinöl-Firnis und nach dem Vernieten einen Bleimennige-Anstrich, der nach dem Vernieten auf der Baustelle ausgebessert wurde. Dann wurden zwei weitere Bleimennige-Anstriche aufgebracht und darauf die gesamte Eisenkonstruktion unter und über Wasser, auch die Innenflächen der Schwimmkammern, mit einem zweimaligen Anstrich von bestem säurefreien Steinkohlenteer versehen. Dieser

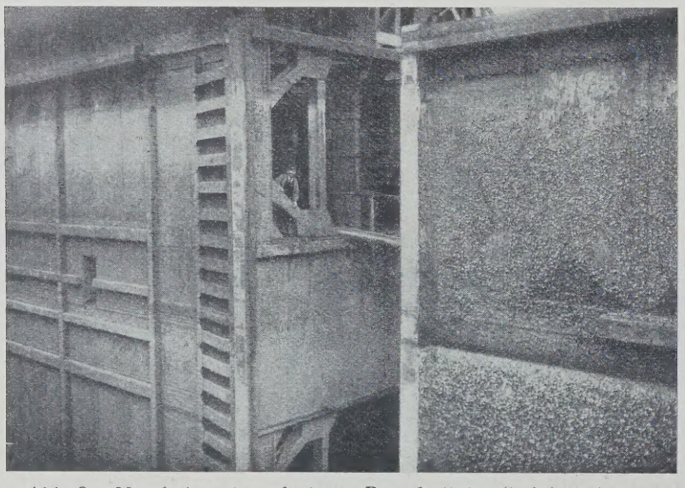


Abb. 3. Muschelansatz auf einem Brunsbütteler (links) und einem Holtenauer Schiebetor (rechts).

Anstrich wurde gewählt, weil er sich an den damals 18 Jahre in Betrieb befindlichen Stemmtoren des Kaiser-Wilhelm-Kanals anscheinend bewährt hatte und in der ganzen Zeit nicht hatte erneuert zu werden brauchen. Im Jahre 1923, also nach 27 Jahren, sind die Stemmtore der alten Südschleuse gelegentlich der Dockung eines Schiffes zum ersten Male von den alten Anstrichresten gereinigt und neu gestrichen worden. Dabei stellte sich heraus, daß an allen ständig unter Wasser liegenden Teilen der alte Anstrich vollständig verwittert war und daß auch von dem Mennige-Anstrich keine Spuren mehr zu finden waren, so daß vermutlich auch im Jahre 1914 (nach 18 Jahren) der Anstrich bereits völlig wirkungslos geworden war. Wenn trotzdem die Stemmtore der alten Schleusen nach der Abrostung und Reinigung ein verhältnismäßig gutes Aussehen hatten und noch auf lange Jahre hinaus als betriebssicher angesehen werden können, so liegt das offenbar daran, daß sie aus Schweißeisen gebaut sind und daß dieses dem Angriff des Seewassers weit länger widersteht als das jetzt allgemein verwendete Flußeisen.

Das Aussehen der nach 7 bis 12 Jahren zum ersten Male wieder trockengestellten Schiebetore zeigt Abb. 3. Während die Holtenauer Tore in ihren ständig unter Wasser liegenden Teilen vollständig mit Pfahlmuscheln (Mytilus edulis) und Seepocken (Balanus improvisus) bewachsen sind, haben die Brunsbütteler Tore einen gleichmäßigen, dichten Anwachs von kleinen Seepocken. An einzelnen Stellen waren starke Rostausblühungen vorhanden (Abb. 4). Außerdem befanden sich auf der Schwimmkastendecke und den unteren Teilen besonders bei den Brunsbütteler Toren starke Ablagerungen von Schlick.

Abb. 4.
Rostausblühungen an einer Torwand.

Bei den Pfahlmuscheln der Holtenauer Tore ist eine Einwirkung auf die Farbhaut und das Eisen nicht beobachtet worden; sie ist auch unwahrscheinlich, weil die Muscheln an 1 bis 1,5 cm langen Greiffüßen hängen und selbst beim Absterben etwa entstehende Säuren nicht unmittelbar auf das Tor wirken können, weil sie durch das Wasser stark verdünnt werden. Sehr schädlich für Anstrich und Eisen sind dagegen die Seepocken. Sie durchbohren die Anstrichmasse, brechen sie auf und sprengen sie ab und verschaffen so dem Seewasser Zutritt zum blanken Eisen. Auf ihre Wirkung und ihre Bekämpfung wird weiter unten näher eingegangen werden.

Nach der vollständigen Reinigung der Tore von Muscheln, Farbresten und Rost, die von festen Gerüsten aus ohne besondere Schwierigkeit mit Schabern, Pickhämmern und Drahtbürsten geschah, zeigten sich bei den verschiedenen Teilen der Tore Zerstörungen des Anstrichs und Roststellen von sehr verschiedener Stärke. Am stärksten waren die Anrostungen in der Zone des wechselnden Wasserstandes, einem in Holtenau etwa 1 m, in Brunsbüttel etwa 2,5 m breiten Streifen. Hier war der Anstrich vollständig verschwunden, und das Eisen war mit Rostnarben jeder Größe bis zu 3 mm, teilweise sogar bis zu 5 mm Tiefe übersät. Unterhalb der Wasserwechselzone waren die Anfressungen etwas geringer, sie waren aber überall vorhanden und wurden nach unten hin allmählich seltener und kleiner. Starke Rostanfressungen zeigten auch die Träger, Winkel, Einsteigeschächte und Rohrleitungen, und zwar besonders oberhalb der Schwimmkastendecke. Diese selbst war verhältnismäßig gut erhalten, und auch die Wände der Ballast-, Luft- und Maschinen-Kammern waren ebenso wie die untere Schwimmkastendecke in leidlich gutem Zustande. Auch das Trägerwerk unterhalb des Schwimmkastens war im allgemeinen gut, zum Teil sogar recht gut erhalten; die Anfressungen waren um so geringer, je mehr Schlick sich abgelagert hatte. Der Teeranstrich war zwar auch unter dem Schlick verwittert und hatte sich vom Untergrunde gelöst, der alte Bleimennige-Anstrich war aber recht gut, und zwar war er um so besser, je mehr Schlick sich auf ihm abgelagert hatte. Stark zerstört waren dagegen die Druckluftrohre der Holtenauer Tore und die Druckwasserspülrohre, die Druckwasserventile und die Spritzdüsen der Brunsbütteler Tore, sie mußten sämtlich erneuert werden.

Im allgemeinen wurde festgestellt, daß die Holtenauer Tore stärkere Anfressungen zeigten als die Brunsbütteler Tore, was einerseits auf den stärkeren Salzgehalt des Ostseewassers und anderseits auf die schützenden Schlickablagerungen und den schwächeren Anwuchs im Elbewasser bei Brunsbüttel zurückzuführen ist. Bei den 12 Schiebetoren konnte der Anstrich wegen der schwierigen Verhältnisse der Kriegs- und Nachkriegsjahre erst in den Jahren 1921 bis 1926 zum ersten Male erneuert werden, also 7 bis 12 Jahre nach der Inbetriebnahme im Jahre 1914. Das ist, selbst wenn der erste Anstrich sich bessser gehalten hätte, eine viel zu lange Zeit, und man muß bei Verwendung der besten bekannten Anstriche damit rechnen, daß jedes Tor etwa alle 4 bis höchstens 6 Jahre gedockt, entrostet und neu gestrichen werden muß. Außerdem empfiehlt es sich, den Anstrich ständig an der Luft und der ohne Dockung zugänglich zu machenden Teile zwischendurch noch einmal zu erneuern.

Im Jahre 1921 wurde ein Tor mit einem Grundanstrich von Bleimennige und zwei Deckanstrichen von säurefreiem Steinkohlenteer gestrichen. Der Teeranstrich sollte die Bleimennige schützen, das Benzol im Teer weicht aber die Bleimennige auf, besonders wenn sie nicht genügend Zeit zum Trocknen hatte. Der Teer wird vom Salzwasser zerstört, und sobald der schützende Teeranstrich unwirksam wird, wird

die Bleimennige allmählich abgewaschen. 1922 erhielten zwei Tore, 1923 vier Tore einen zweimaligen Anstrich von Steinkohlenteer und ein Deckanstrich von Black varnish. Es zeigte sich auch dabei, daß diese Anstriche sehr bald verwittern und daß schon nach einem Jahre deutliche Rosterscheinungen auftraten. Seit 1924 werden deshalb alle Tore mit bitumenhaltigen Stoffen gestrichen, die entweder als dickflüssiger Bitumenheißstoff heiß oder als dünnflüssige Bitumenlösung kalt aufgetragen werden. Das Verfahren ist nicht neu; es wurde schon seit Jahrzehnten vor dem Kriege durch englische Firmen und deren deutsche Vertretungen bei dauernd feuchten und schwer zugänglichen Innenräumen der Schiffe wie Doppelboden, Tanks, Bilgen, Kohlenbunkern usw. und bei Schwimmdocks unter Wasser angewandt.

Inzwischen ist es von deutschen Firmen, wie C. Fr. Duncker & Co., Deutsche Bitunamel G. m. b. H., Deutsche Bitmo G. m. b. H., sämtlich in Hamburg, und anderen übernommen und den erhöhten Ansprüchen für Schleusentoranstriche angepaßt worden. Die genaue Zusammensetzung und Herstellung ist Geschäftsgeheimnis der Firmen, in der Hauptsache besteht der Heißstoff aus Steinkohlenpech, 15 bis 20% Petrol- oder Erd-Bitumen und kohlensaurem Kalk. Die Bitumenlösung („Solution") ist eine Lösung von Bitumen in Rohbenzol oder Solvent-Naphtha.

Die Tore erhalten auf ihren ständig an der Luft befindlichen Teilen einen zweimaligen Anstrich mit Bitumenlösung. In der abwechselnd der Luft und dem Wasser ausgesetzten Zone des wechselnden Wasserstandes wird ein dreimaliger Anstrich von Bitumenlösung aufgetragen. Denselben Anstrich erhalten die Innenräume der Schwimmkammern, jedoch ist bei den Ballastkammern auch ein Versuch mit Bitumenheißstoff gemacht worden. Alle übrigen dauernd unter Wasser befindlichen Flächen, also der weitaus größte Teil der Tore, sind zweimal mit Bitumenlösung und einmal mit Bitumenheißstoff gestrichen worden. Letzterer erstarrt sofort nach dem Auftragen; er ist seewasserbeständig und bleibt genügend elastisch, um auch bei Erschütterungen der Tore nicht zu reißen und abzuspringen. Er ist aber nur unter Wasser zu verwenden; ist er der Sonne und dem Wind ausgesetzt, besteht die Gefahr, daß er austrocknet, reißt und abblättert. Bisweilen zeigte der Heißstoff kurz nach dem Auftragen und Erstarren Risse; die Masse besaß dann nicht die richtige Zähigkeit, was entweder auf falsche Verarbeitung oder auf unrichtigen Zusatz von Bitumen zurückzuführen ist.

C. Bekämpfung des Muschelansatzes.

Nach den bisherigen Erfahrungen wird der Bitumenheißstoff an Seewasserbeständigkeit und rostschützender Wirkung von keinem anderen Anstrichmittel erreicht. Trotzdem erfüllt er nicht voll seinen Zweck, weil er, ebenso wie andere Unterwasseranstriche, von den zur Gruppe der Wurzelkrebse gehörenden Seepocken (Balanus improvisus) beschädigt wird. Ihre Larven durchbohren die Farbschicht, setzen auf dem Eisen eine kreisrunde aus Kalk bestehende Grundplatte an und umgeben sich mit einem mit fortschreitendem Wachstum immer größer werdenden Kalkgehäuse von der Form eines abgestumpften Kegels. Mit dem Wachsen des Kalkgehäuses setzt die Zerstörung des Anstrichs ein. Die Schale hebt ihn allmählich hoch, so daß sie vollständig mit der elastischen Anstrichmasse umgeben ist. Nach dem Absterben der Seepocken wird das Kalkgehäuse und die Grundplatte allmählich vom Seewasser aufgelöst, dieses hat ungehinderten Zutritt zum Eisen und erzeugt die bekannten Rostnarben. Abb. 5 zeigt den Muschelansatz an einem Holtenauer Tor; die kraterförmigen Gehäuse der Seepocken und noch vorhandenen Grundplatten abgestorbener Tiere sind deutlich zu erkennen. Abb. 6 zeigt abgelöste Muscheln und Seepocken. Die mit 1 bis 4 bezeichneten Stücke lassen die abgesprengte Farbschicht auf dem Gehäuse erkennen.

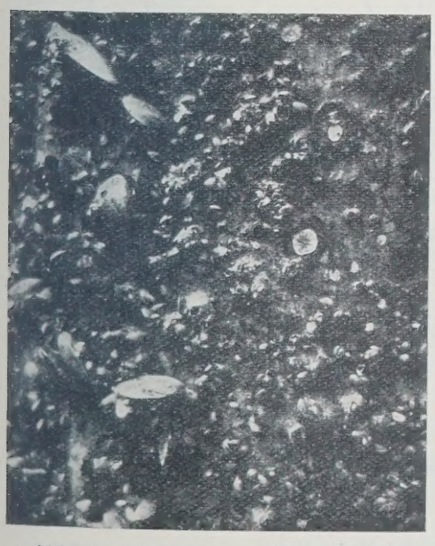
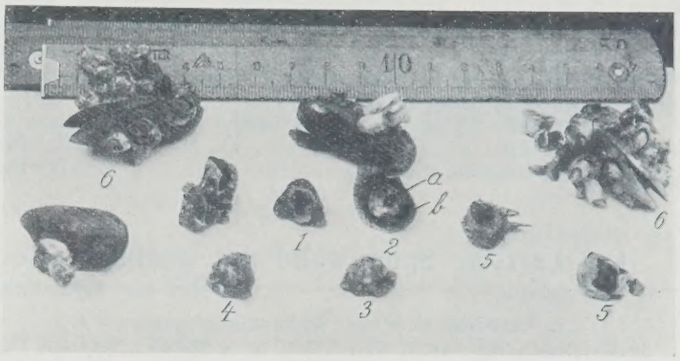


Abb. 5. Seepocken und Miesmuscheln an einem Holtenauer Tor.

Die den Bitumenanstrich zerstörende Wirkung der Seepocken wurde zuerst im Sommer 1926 beobachtet, als ein durch ein Schiff schwer beschädigtes Schleusentor, das 1924 mit Bitumenheißstoff gestrichen war, zum Aufschwimmen gebracht werden mußte. Seither ist diese Beobachtung in zahlreichen Fällen bestätigt worden, allerdings nur bei Toren



1 u. *2*: Seepocken von unten gesehen. — *a*: Grundplatte und Kalkgehäuse. — *b*: Abgesprengte Farbschicht. — *3* u. *4*: Seepocken von der Seite gesehen. — *5*: Seepocken von oben gesehen. — *6*: Miesmuscheln mit Seepocken bewachsen.

Abb. 6. Abgelöste Miesmuscheln und Seepocken.

der Holtenauer Schleusen. Mit Heißstoff gestrichene Tore der Brunsbütteler Schleusen sind noch nicht gedockt worden, es ist aber anzunehmen, daß sich die schädliche Wirkung der Seepocken, die an der Nordseeküste kleiner sind als an der Ostsee, dort weniger bemerkbar macht, was auch durch die Beobachtungen in Emden, Wilhelmshaven und Bremerhaven bestätigt wird. Die Seepocken wären unschädlich, wenn es gelänge, den Ansatz zu verhindern oder den Anstrich gegen das Durchbohren zu schützen. Zu dem Zwecke ist in Holtenau eine große Anzahl von Probeplatten mit vergifteten Anstrichen an den im Betrieb befindlichen Toren aufgehängt und seit $1^1/_2$ Jahren beobachtet worden. Die 50×50 cm großen Eisenplatten wurden mit Anstrichen der verschiedensten Art versehen, als Gift wurde Arsenik, Schweinfurter Grün, Quecksilberoxyd oder Zinkgrün oder eine Mischung von zweien dieser Gifte der Farbe zugesetzt. Außerdem wurden von verschiedenen Firmen Probeplatten mit vergifteten Schiffsbodenfarben, deren Zusammensetzung nicht bekannt ist, geliefert und an den Toren im Seewasser aufgehängt. Alle Versuche und Beobachtungen wurden gemeinsam mit dem Laboratorium der Stadt Kiel ausgeführt. Das Ergebnis war sehr unbefriedigend. Fast alle Platten zeigten schon nach Ablauf des ersten Sommers mehr oder weniger starken Muschelansatz, nur zwei von einer Firma mit einer Schiffsbodenfarbe gestrichene Platten sind nach neun Monaten noch völlig rein. Die Zeit ist aber zu kurz, um ein endgültiges Urteil zu gewinnen, die Beobachtungen werden fortgesetzt. Alle anderen Gifte sind entweder durch das Seewasser zerstört oder ausgewaschen, oder sie haben sich nicht gleichmäßig mit dem Anstrich vermischt. Jedenfalls haben sie die Larven der Seepocken nicht getötet und den Anwuchs nicht verhindert.

Es ist hiernach sehr zweifelhaft, ob dies mit vergifteten Anstrichen überhaupt möglich ist, und es darf wohl als sicher gelten, daß sie, wenn die Tore nur alle 4 bis 6 Jahre überholt werden können, nur einen geringen Wert haben.

Aussichtreicher erscheint ein der Firma Duncker & Co. durch Gebrauchsmuster geschütztes Verfahren, bei dem der Bitumenheißstoff durch einen zementmilchartigen Anstrich geschützt wird. Die dünn aufgetragene Masse, die mit Zusätzen von anderen Stoffen hergestellt und nach einem besonderen Verfahren verstrichen wird, bildet eine harte, glatte Haut, die von den Seepocken nicht durchbohrt werden kann. Sie war bei einem im Sommer 1926 gestrichenen Stemmtore der alten Schleusen nach $1^1/_2$ Jahren noch tadellos erhalten, und obgleich sie dicht mit Seepocken bewachsen war, war sie nirgends von ihnen zerstört. Allerdings sind nach etwa einem Jahre auf größeren Flächen Anstrich und Zementschutz abgeplatzt, aber wahrscheinlich nur deshalb, weil das Tor im Sommer 1927 monatelang trocken stand und das Bitumen unter dem starren Schutzanstrich an der Sonne weich wurde. Bei ständig unter Wasser befindlichen Flächen wird das nicht zu befürchten sein. Inzwischen sind gleichartige Versuche an einem Schiebetor gemacht worden; sie werden fortgesetzt werden, und es muß sich noch zeigen, wie lange sich der Zementmilchanstrich im Seewasser hält und ob er nicht durch die Erschütterungen beim Fahren der Tore rissig wird.

D. Zusammenfassung.

Die Frage einer guten Dockungsmöglichkeit und das Vorhandensein von Reservetoren ist für die Unterhaltung größerer Schleusentore und ähnlicher Schwimmkörper von großer Bedeutung. Die Tornischen sind zum Docken der Tore nicht geeignet; ist man auf ihre Benutzung angewiesen, muß eine von ihnen von vornherein als Dock mit den nötigen Abmessungen und Einrichtungen ausgebaut werden. Die großen Kosten der Dockung erfordern die Wahl eines Anstrichmittels, das 4 bis 6 Jahre lang das Rosten verhindert. Nach den Erfahrungen an den Schleusentoren des Kaiser-Wilhelm-Kanals eignen sich dazu am besten bitumenhaltige, heißaufgetragene Anstriche. Sie gewähren im schlick-

haltigen Nordseewasser im allgemeinen einen ausreichenden Schutz, während sie in reinem Salzwasser der Ostsee durch Seepocken beschädigt werden. Versuche, die Seepocken zu vergiften, sind bislang nicht gelungen, dagegen scheinen Versuche, das Bitumen durch einen Zementmilchanstrich zu schützen, Erfolg zu versprechen.

Entscheidet man sich bei der Neubeschaffung von Schleusentoren für bituminöse Anstriche, so empfiehlt es sich, die Tore roh, d. h. ohne Neuanstrich, zur Baustelle anzuliefern und sie dort nach gründlicher Entrostung mit Bitumenlösung und Heißstoff zu streichen. — Nach vorstehenden Darlegungen, die durch die Erfahrungen in anderen Häfen der deutschen Nordseeküste im wesentlichen bestätigt werden, ist die Frage des günstigsten Anstriches für Schleusentore noch keineswegs geklärt. Der Austausch von Erfahrungen und Beobachtungsergebnissen ist am besten geeignet, die gewünschte Klärung herbeizuführen und zwecklose Versuche zu verhindern. Wenn diese Zeilen dazu beitragen sollten, wäre ihr Zweck erreicht.

Die Larssen-Spundwand mit wechselweise stehenden, im Schloß gepreßten Doppelbohlen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Erich Lohmeyer,** Ministerialrat in Berlin.

I. Versuche über das Widerstandsmoment.

In der „Bautechnik" 1927, Heft 2, 4 u. 6, S. 26, 49 u. 73, sind Versuche über das Widerstandsmoment eiserner Spundbohlen, Bauart Larssen, mit zusammengepreßtem Schloß beschrieben. Das Ergebnis der Versuche ist, daß zwei zusammengezogene Bohlen durch Pressung des gemeinsamen Schlosses so fest verbunden werden können, daß sie als einheitliche, über eine volle Welle der Wand greifende Bohle wirken. Die Versuche haben den Nachweis erbracht, daß das Widerstandsmoment einer aus derartigen Doppelbohlen gebildeten Wand höher angesetzt werden darf, als die Rechnung unter Außerachtlassung der Reibung im nicht gepreßten Schloß ergibt, und zwar auch dann, wenn dieses Schloß nicht mit Boden gefüllt ist.

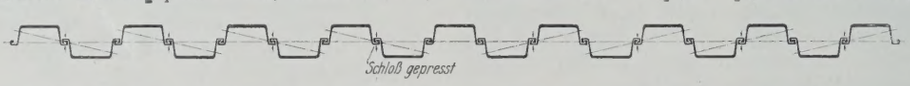


Abb. 1. Wechselweise stehende Doppelbohlen, dazwischen eine gewöhnliche Bohle.

Abb. 2. Wechselweise stehende Doppelbohlen, dazwischen Kastenbohlen.

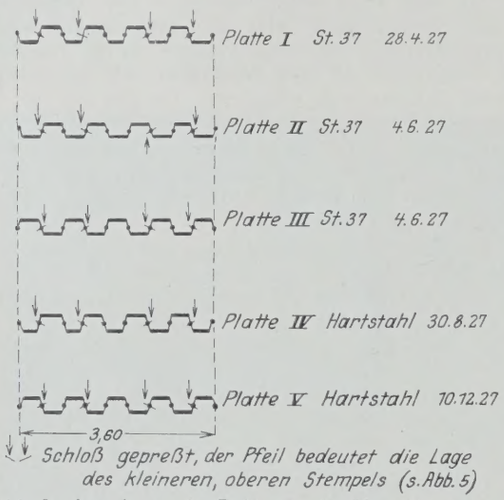


Abb. 3. Anordnung der Bohlen in den Versuchsplatten.

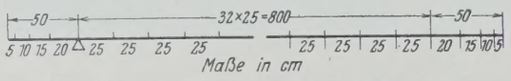


Abb. 4. Teilung der Preßstellen.

Am Schlusse des Aufsatzes (S. 75) ist darauf hingewiesen, daß man das Widerstandsmoment der Wand weiter erhöhen kann, wenn man die gepreßten Doppelbohlen in der Wand nicht so anordnet, daß ihre Biegungsachsen gleichgerichtet liegen, sondern Zwischenbohlen einschaltet, durch die man einen Richtungswechsel der Biegungsachsen der gepreßten Doppelbohlen erzielt. Abb. 1 u. 2 zeigen Beispiele dieser Anordnung; bei dem ersten sind als Zwischenbohlen die gewöhnlichen Halbwellenbohlen der Larssenwand verwendet, bei dem zweiten die aus zwei Larsseneisen zusammengesetzte Kastenbohle der Bauart Bock. Die Festigkeit der Zwischenbohlen hindert die Doppelbohlen, sich in den beiden verschiedenen Richtungen um ihre Biegungsachsen durchzubiegen, zwingt sie vielmehr, sich in der aus beiden zusammengesetzten Richtung senkrecht zur Wandachse und um sie als Biegungsachse durchzubiegen. Das Widerstandsmoment ist dann auf die Wandachse errechnet einzusetzen. Durch Versuche sollte die Richtigkeit dieser Behauptung belegt werden.

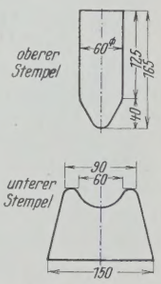


Abb. 5. Preßstempel.

Die Vereinigten Stahlwerke A.-G. haben diese Versuche jetzt durchgeführt, und zwar wieder unter Leitung des Verfassers. Die Anordnung der Versuche war dieselbe wie das erste Mal. Die Versuchsplatten wurden aus neun Bohlen gebildet, einer Einzelbohle in der Mitte, auf deren beiden Seiten je zwei gepreßte Doppelbohlen lagen. Die Platten waren demnach 9 × 0,40 = 3,60 m breit. Die früher benutzte Versuchseinrichtung („Die Bautechnik" 1927, Heft 4, S. 49, Abb. 13), die nur für 2,40 m breite Tafeln paßte, mußte daher umgebaut und verstärkt werden. Grundsätzlich wurde an ihr nichts geändert.

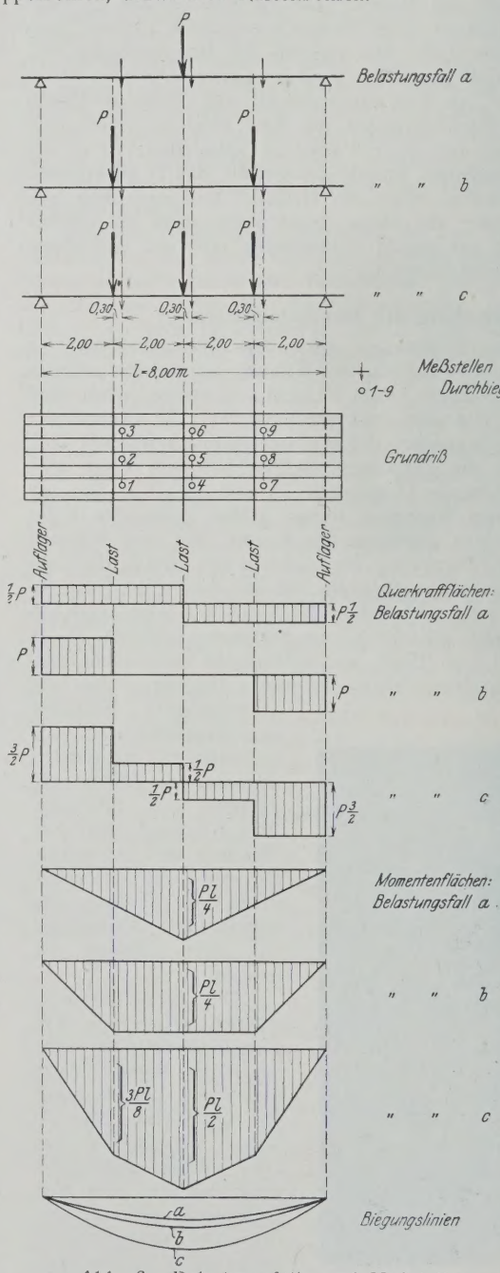


Abb. 6. Belastungsfälle und Meßstellen der Durchbiegungsversuche.

Die Bohlen waren 9 m lang. Im ganzen wurden fünf Platten untersucht, Platte I bis III bestanden aus St 37 (37 bis 44 kg/mm² Festigkeit), Platte IV und V aus „Hartstahl" mit einer Festigkeit von 50 bis 60 kg/mm² und einer Dehnung von mindestens 18 %. Bei Platte I, II und IV lag die mittlere Einzelbohle unten, bei Platte III und V oben (Abb. 3). Die Doppelbohlen haben bei allen Platten unter der Presse ebenso gelegen wie beim Versuch; nur eine einzige Doppelbohle der Platte II machte hier eine Ausnahme. Die Platten III und V stellen deshalb nicht etwa einfach die umgekehrten Platten I oder IV dar, sondern sie unterscheiden sich von ihnen dadurch, daß der schmalere obere Preßdorn (Abb. 5) bei der Pressung der Bohlen auf derselben Seite der Platte lag, auf der dann die Einzelbohle eingeschoben wurde (Abb. 3).

Die Preßstellen waren bei allen Platten in gleicher Weise in der in Abb. 4 angegebenen Anordnung über die Bohlen verteilt. Die engere Teilung an den Enden sollte eigentlich der Verteilung der Querkraft entsprechend an den Auflagern liegen. Sie wurde versehentlich in die überkragenden Enden der Bohlen verschoben und dann der Einheitlichkeit wegen bei allen Versuchsplatten in dieser Weise beibehalten.

Da bei den früheren Versuchen die am Rande der Platten angeordneten halben Einzelbohlen Neigung gezeigt hatten sich zu verdrehen, weil es schwer war, sie an den Auflagern und unter den Lasten festzulegen, wurde von dem Durchschneiden der Randbohlen nunmehr abgesehen, zumal die Anordnung, nach der auf beiden Seiten der mittleren Einzelbohle zwei gepreßte Doppelbohlen lagen, die zuverlässigsten Ergebnisse erwarten ließ. Die Ungenauigkeit, die sich gegenüber der anderen Lösung dadurch ergibt, daß das Widerstandsmoment der Doppelbohle nicht genau gleich dem Sollwert von 0,80 m Wand ist, ist verschwindend gering.

Die Durchbiegung wurde in gleicher Weise wie früher gemessen, infolge der stärkeren Ausbildung der Belastungsrahmen wurden die Meßstellen jedoch 30 statt nur 25 cm neben den Lastangriffspunkten angeordnet.

Die Art der Belastung war die gleiche wie früher, es wurden dieselben drei Belastungsfälle a, b und c untersucht. Eine Übersicht der drei Belastungsfälle und der zugehörigen Querkraftflächen, Momenten-

Zusammenstellung 1.

Belastungsfall	Meßstelle	Wert α in der Gleichung $f = \alpha p$, worin f die Durchbiegung in mm, p der Wasserdruck in kg/cm², wenn als vorhanden angesehen wird das Widerstandsmoment bezogen auf die			
		Wandachse	Achse der Einzelbohlen	der Kraftrichtung zugeordnete Achse der gepreßten Doppelbohlen	Hauptachse der gepreßten Doppelbohlen
		α_W	α_E	α_D	α_H
a	1, 2, 3	0,312	0,870	0,584	0,584
	4, 5, 6	0,404	1,128	0,756	0,756
	7, 8, 9	0,244	0,680	0,456	0,456
b	1, 2, 3	0,452	1,256	0,842	0,842
	4, 5, 6	0,558	1,548	1,040	1,040
	7, 8, 9	0,358	0,994	0,670	0,670
c	1, 2, 3	0,762	2,12	1,426	1,426
	4, 5, 6	0,960	2,68	1,800	1,800
	7, 8, 9	0,604	1,68	1,126	1,126

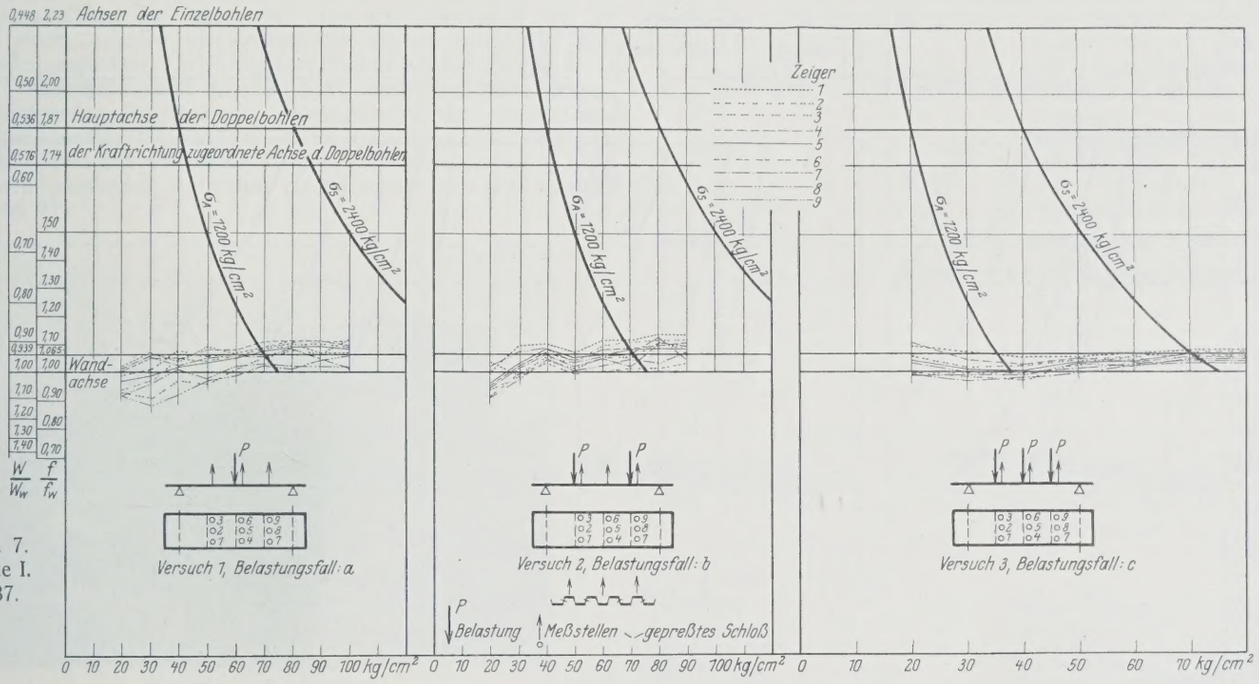


Abb. 7. Platte I. St 37.

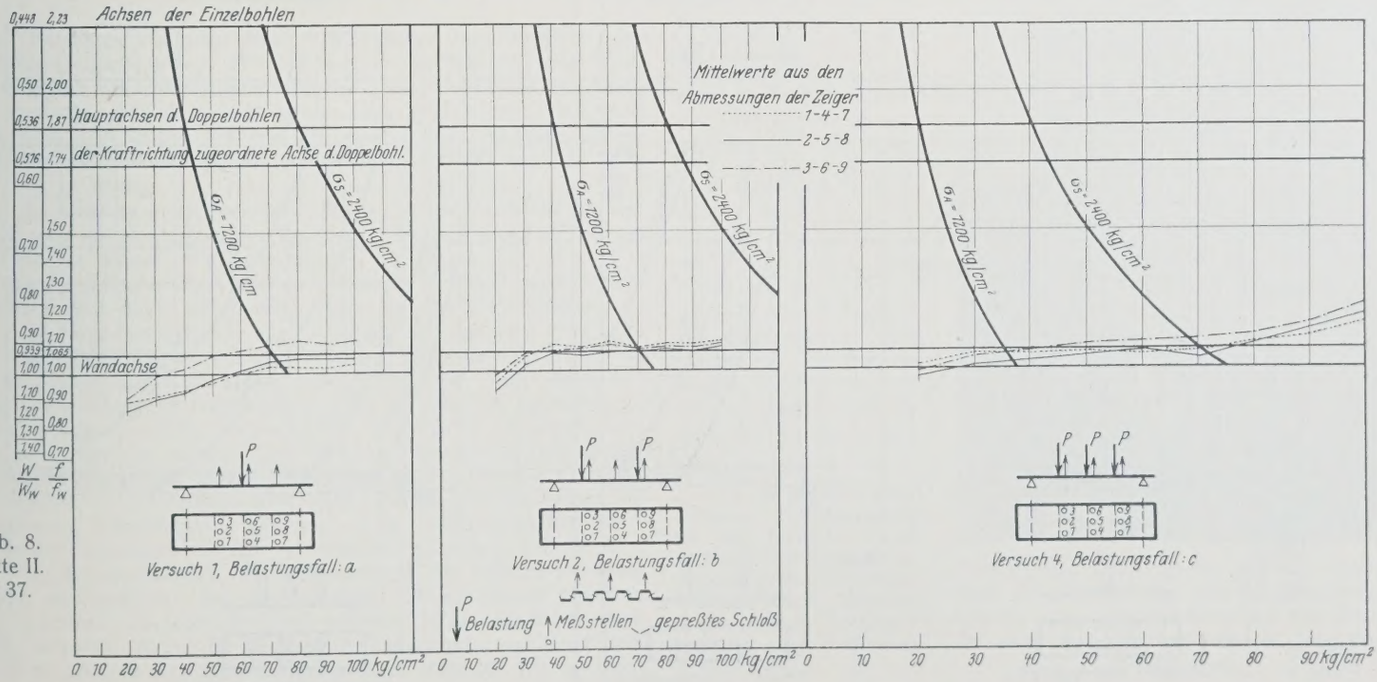


Abb. 8. Platte II. St 37.

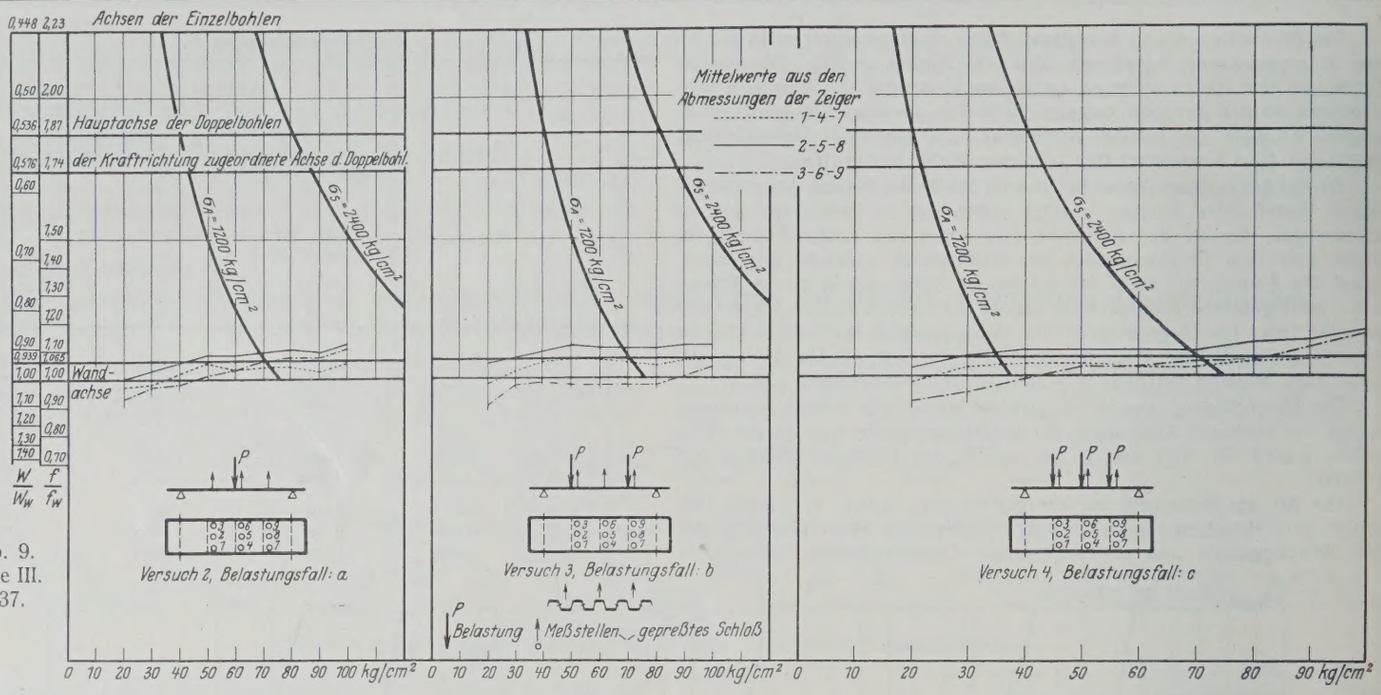


Abb. 9. Platte III. St 37.

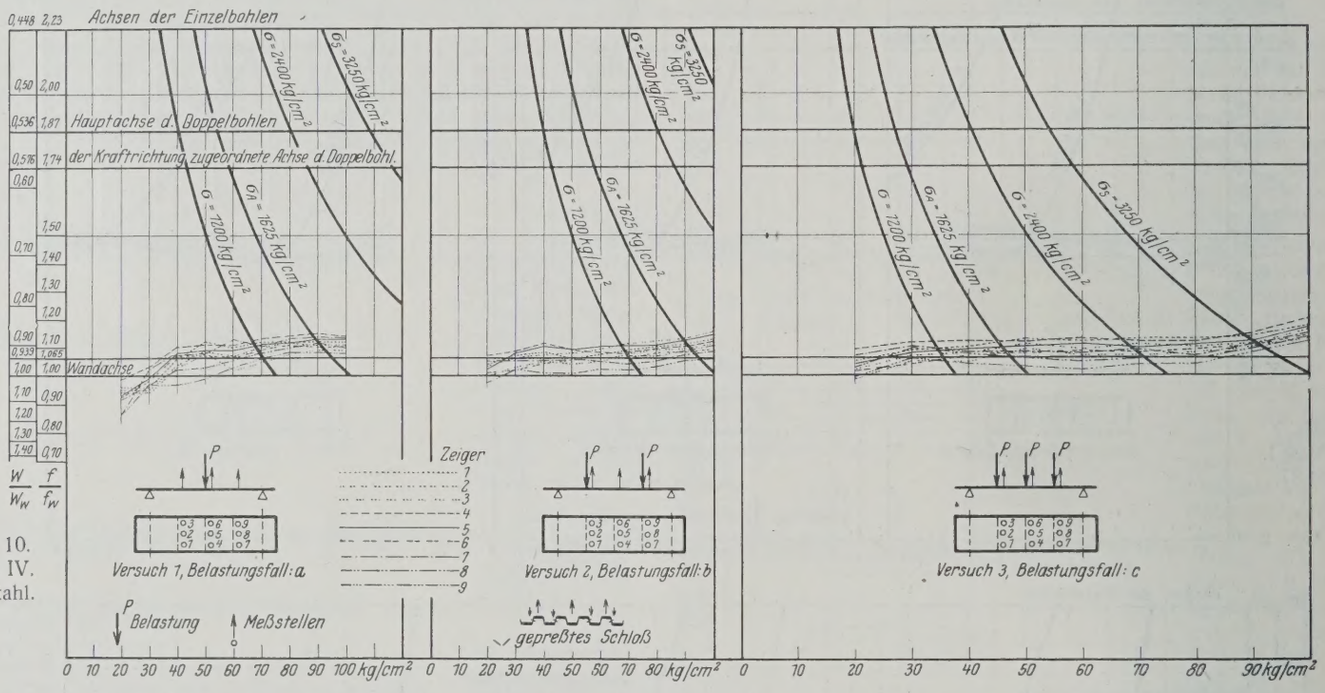


Abb. 10. Platte IV. Hartstahl.

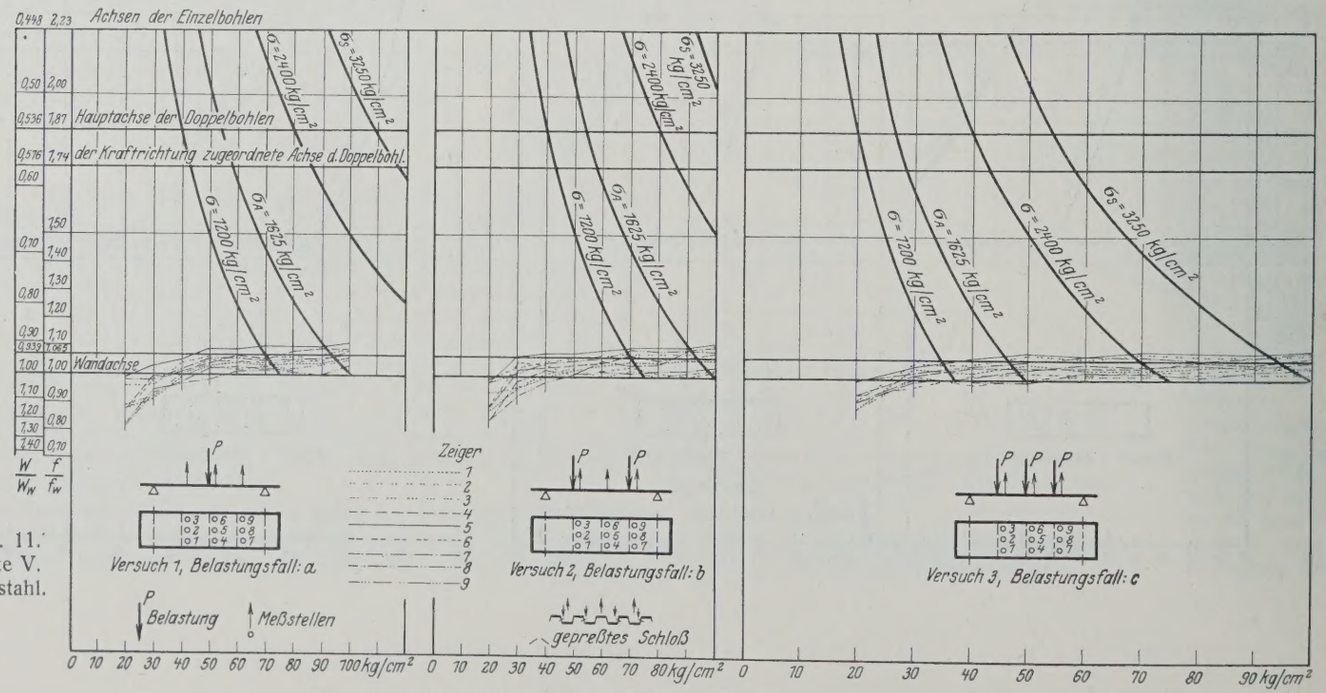


Abb. 11. Platte V. Hartstahl.

Abb. 7 bis 11. Ergebnisse der Durchbiegungsversuche.

flächen und Biegungslinien gibt Abb. 6. Der Wert α, der das Verhältnis der rechnungsmäßigen Durchbiegungen zum Wasserdruck der die Platten belastenden Pressen angibt, kann für die einzelnen Belastungsfälle und Meßstellen aus der vorstehenden Zusammenstellung 1 (S. 283) entnommen werden.

Die Ergebnisse der Versuche sind in Abb. 7 bis 11 zeichnerisch aufgetragen, indem das Verhältnis der gemessenen zu den mit dem vollen, auf die Wandachse bezogenen Werte des Widerstandsmomentes errechneten Durchbiegungen dargestellt ist.

In Abb. 7, 10 u. 11 ist — wie früher — dieses Verhältnis für alle Meßstellen angegeben, in Abb. 8 u. 9 sind die Durchschnittszahlen von je drei über derselben Bohle liegenden Meßstellen aufgetragen.

Bei der Beurteilung der Messungsergebnisse ist zu berücksichtigen, daß bei Durchbiegung der Platte für die mittelste Einzelbohle nur das auf die Einzelbohlenachse bezogene Widerstandsmoment eingesetzt werden darf, das bei Größe II der Larssenwand 0,448 des vollen Wertes beträgt. Für die übrigen acht Bohlen darf mit dem vollen Werte gerechnet werden. Das theoretische Widerstandsmoment der Platte ist dann $^1/_9 \cdot (8 + 0{,}448) = 0{,}939$ des vollen Wertes, die entsprechende Grenzlinie ist in die Zeichnungen eingetragen. In Wirklichkeit kann diese Zahl infolge der Reibung und Klemmungen im nicht gepreßten Schloß überschritten werden.

Die Auftragungen zeigen, daß das in der Tat fast durchweg der Fall ist. Nur bei Platte IV erreicht das Widerstandsmoment den genannten Sollwert 0,939 nicht ganz, es liegt etwa bei 0,92 bis 0,93, also um nur 1 bis 2% zu niedrig. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Das Abwasserpumpwerk Schwelgern in Hamborn am Rhein.

Von Regierungsbaumeister **Helmut Carp.**
Mitteilung der Emschergenossenschaft in Essen.

(Schluß aus Heft 20).

Die architektonische Ausbildung des ganzen mit Oldenburger Klinkern verblendeten Bauwerkes stammt von Prof. Alfred Fischer in Essen. Wegen der Nähe der hohen Schlackenhalde der Vereinigten Stahlwerke (August-Thyssen-Hütte) und wegen der Lage des Pumpwerkes, das tief im Boden steckt, erschien eine Lösung, bei der die Senkrechten stark betont wurden, ungeeignet. In dem ganzen Entwurf herrscht die wagerechte Linie vor. Pumpenhaus und Maschinenhaus wurden außerdem zu einer zusammenhängenden Bauwerkmasse vereinigt. Für den Bauingenieur wäre eine vollständige Trennung in einzelne Teile wegen der Gründung und mit Rücksicht auf die Bergsenkungen vorzuziehen gewesen, doch wurde hiervon abgesehen in Hinblick auf die bessere Gesamtwirkung der Anlage (Abb. 17).

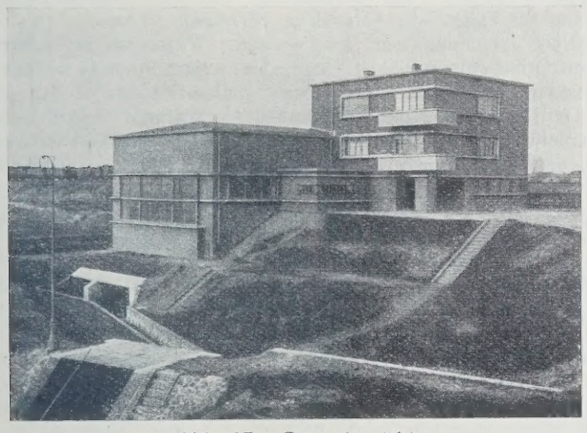


Abb. 17. Gesamtansicht.

Die Gründungsverhältnisse lagen nicht einfach. Ziemlich dicht unter der Geländeoberfläche (vergl. Abb. 11) liegt an der Baustelle eine starke Moorschicht, die, wie Untersuchungen ergaben, unter Umständen dem Beton der Fundamente schädlich werden konnte. Der gute Baugrund in Gestalt von Rheinkies liegt so tief, daß man für das Wohnhaus mit einer gewöhnlichen Gründung nicht auskam. Die Pumpenfundamente kamen etwa 2,5 m in den Kies zu liegen.

Bei der Gründung des Maschinenhauses und der Zuflußkanäle war zu überlegen, ob mit geböschter Baugrube oder mit Spundwänden gearbeitet werden sollte. Die Spundwände, die bis in den etwa 12 m unter Geländeoberfläche liegenden Ton zu rammen gewesen wären, hätten den Wasserzufluß stark vermindert. Aber da die E. G. Pumpen und Motoren für Gründungsarbeiten zur Verfügung hat und der elektrische Strom für den Antrieb verhältnismäßig billig war, zeigte ein Kostenvergleich die Überlegenheit der nicht abgespundeten Baugrube. Der Moorboden stand beim Aushub zudem fast senkrecht. Es lag nahe, die Außenmauern des Maschinenhauses auf Auskragungen der Zuflußkanäle zu setzen, doch wurden beide Bauteile getrennt gegründet aus folgender Überlegung heraus: Die verhältnismäßig leichte Masse des Maschinenhauses steht mit dem Wohnhaus in unmittelbarer Berührung. Ruhten nun die Mauern auf den schweren Zuflußkanälen, die, wie weiter unten ausgeführt wird, bergbausicher ausgebildet wurden, so stand zu befürchten, daß die dann in den Maschinenhauswänden bei Bergsenkungen zu erwartenden Risse besonders stark würden. Bei der gewählten Lösung werden die Risse vermutlich kleiner. Ein Kostenvergleich zwischen beiden Lösungen ergab ungefähr Gleichheit. Wegen der Trennung der Zuflußkanäle vom Maschinenhaus wird die südliche Abschlußwand durch einen schweren 1,60 m hohen und 0,51 breiten Eisenbetonbalken von 11,40 m Stützweite abgefangen (Abb. 19).[11] Ein Balken von ähnlichen Abmessungen (0,38 m breit und 1,95 m hoch) entlastet als Fenstersturz das große Fenster an der Südfront. Das Gebäude ist durch zwei Binder unterteilt, die mit Gelenken gemäß Abb. 18 versehen sind. Der linke Binderstiel an der Außenwand ist als im Erdreich eingespannt zu betrachten, der an der gegenüberliegenden Seite stehende Stiel hat über einem die Ziegelwand abfangenden Eisenbetonbalken ein Gelenk. Ebenso ist der dreieckförmige Dachbinder mit den Stielen gelenkig verbunden. Die Umfassungsmauern des Maschinenhauses ruhen, wie eben erwähnt, zur Massenersparnis auf Eisenbetonbalken, die von Stützen getragen werden.

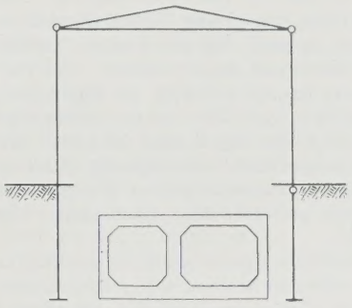


Abb. 18. Systemskizze des Maschinenhauses.

Für die Gründung des Wohnhauses waren verschiedene Möglichkeiten gegeben. Man konnte die Lasten durch eine starke biegungsfeste Eisenbetonplatte gleichmäßig auf die Moorschicht übertragen, wobei der Bodendruck in niedrigen Grenzen blieb. Die Rücksicht auf Bewegungen infolge von Bergsenkungen und auf die Möglichkeit, daß die Moorschicht infolge von Wasserspiegeländerungen später quellen oder schrumpfen könnte, ließ jedoch diese Lösung ausscheiden. Die Kräfte konnten auch durch Eisenbetonpfähle in den guten Baugrund übertragen werden, doch war hierbei zu befürchten, daß sie von der Moorsäure angegriffen wurden, nachdem ein Schutzanstrich, der hätte angebracht werden können, beim Rammen in den schweren Kies beschädigt worden war. Zudem war es fraglich, ob überhaupt die Pfähle in den Kies ordnungsmäßig hineingerammt werden konnten. Bei Herstellung der Pfähle in Bohrlöchern konnte eine Schutzschicht ordnungsgemäß nicht aufgebracht werden. Eine

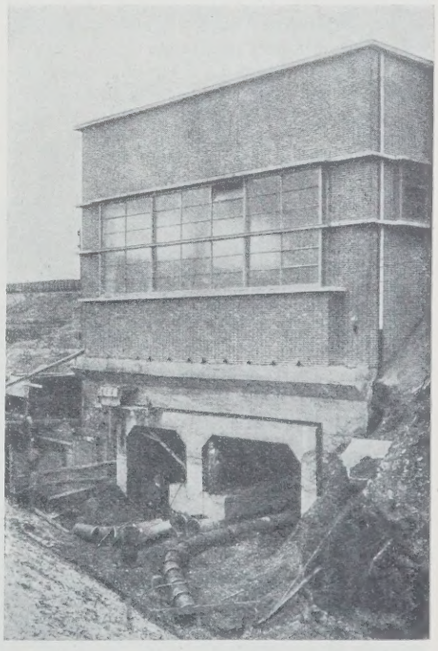


Abb. 19. Das Bild zeigt die getrennte Gründung der Zulaufkanäle und des Maschinenhauses. Die Tonrohrleitung ist das Ende der unter dem Hauptsammelkanal liegenden Drainageleitung.

[11]) Die auf dem Bilde sichtbare Tonrohrleitung ist das Endstück einer unter dem Hauptsammelkanal liegenden Drainageleitung. Diese dient in erster Linie zur Entwässerung des oben erwähnten Volksparkes.

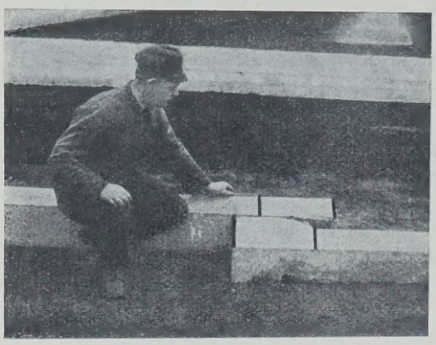


Abb. 20. Wirkung von Bergsenkungen. Die Stützwände haben sich um 12 cm gegeneinander verschoben.

Gründung auf Brunnen, die durch starke Überzüge zu verbinden gewesen wären, kam nicht in Frage wegen der auch hier vorliegenden Gefahr des Betonangriffes durch die Moorsäure. Man entschied sich für die Herabführung der Grundmauern bis auf den Kies. Dabei wurde die Moorschicht vollständig entfernt, man hatte eine klare Bausohle, und man konnte den so gewonnenen Raum für Nebenräume und Keller ausnutzen.

In einem Bergsenkungsgebiet sind Bauarbeiten ungemein beeinflußt von der Rücksichtnahme auf Bewegungen des Baugrundes. Es ist bereits erwähnt, mit wie großen Senkungen zu rechnen ist. Gleichmäßige Senkungen der Erdoberfläche wären nun nicht gefährlich. Die Bewegungen gehen jedoch fast immer Hand in Hand mit Zerrungen oder Pressungen. Welches Ausmaß diese annehmen können, ist aus Abb. 20 ersichtlich, die einen Bauteil auf einer Kläranlage der E. G. nördlich von Essen darstellt. Die beiden Stützwände haben sich um 12 cm aneinander vorbei verschoben. Die Kräfte, die dabei auftreten, sind so groß, daß die Bauteile zerstört werden, wenn sie der Bewegung Widerstand leisten wollen. Die vollständig bergbausichere Ausbildung von Bauten erfordert im allgemeinen einen so großen Mehraufwand an Mitteln, daß sie nur bei bestimmten wichtigen Bauwerken zu rechtfertigen ist. Im allgemeinen wird man sich mit einem geringeren Mehraufwand begnügen und Zerstörungen an einzelnen Teilen in Kauf nehmen. Risse in Häusern, Abschlußmauern u. dergl. sind z. B. hier im Bergsenkungsgebiet eine so verbreitete Erscheinung, daß man kaum noch Anstoß daran nimmt.

Auch beim Bau des Pumpwerks Schwelgern wurde unterschieden zwischen Bauteilen, die ohne Gefahr für den Bestand später Risse zeigen dürfen, und solchen, die unbeeinflußt bleiben müssen. Die Fundamentmauern des Wohnhauses wurden auf Eisenbetonbankette gesetzt, die bis zu einem gewissen Grade verhindern sollen, daß die Mauern reißen. Einen ähnlichen Zweck sollen Eisenbetonbalken erfüllen, die die Füße der das Maschinenhaus tragenden Stützen verbinden. Die Decken des Wohnhauses sind aus Eisenbeton hergestellt. Auch hierdurch wird das Gebäude einigermaßen gegen Risse geschützt. In Richtung der Verteilungseisen liegen in diesen Decken bei den Umfassungsmauern Zulageeisen. Sie sollen die gleiche Aufgabe erfüllen wie die Eisenanker, die man im Industriegebiet häufig bei Gebäuden in Höhe der verschiedenen Geschoßdecken aus den Wänden herausragen sieht, die Aufgabe, ein Auseinanderfallen zu verhindern, das übrigens nicht unbedingt sofort zum Einsturz, sondern nur zur Rißbildung zu führen brauchte. Bei den Zulaufkanälen, auf denen die Pumpen mit den Druckrohrstutzen ruhen (Abb. 21), waren Risse zu vermeiden, vor allem mit Rücksicht auf die sichere Lagerung der langen Pumpenwellen. Dieser Bauteil hat deshalb eine stärkere Bewehrung bekommen, die durch folgenden Rechnungsgang festgestellt wurde. Man

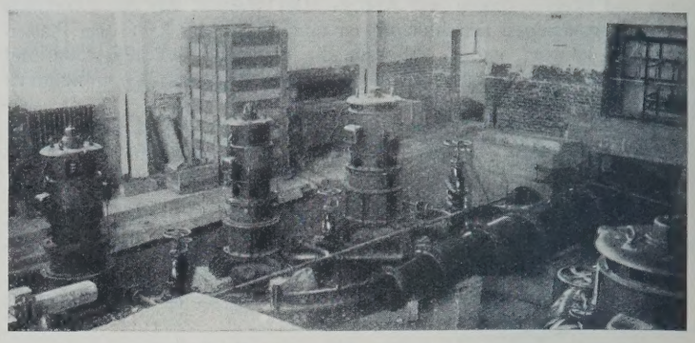


Abb. 21. Blick in den Maschinenraum vor Aufbringen der Decke.

denkt sich den Bauteil infolge von Bergsenkungen auf ein Drittel der Auflagerlänge an den Enden unterhöhlt. Für das dann entstehende Kragmoment ist der Körper zu bemessen. Dabei steht nichts im Wege, für diesen seltenen Fall mit den zulässigen Beanspruchungen hinaufzugehen. Im vorliegenden Fall wurden z. B. 2000 kg/cm² für die Eiseneinlagen zugelassen. Ebenso ist der Bauteil so zu bewehren, daß er eine Unterhöhlung von zwei Drittel der Auflagerlänge in der Mitte aushält. Bei dieser Annahme entsteht bei gleichmäßiger Belastung ein Biegungsmoment von gleicher Größe wie im ersten Belastungsfall, jedoch mit anderen Vorzeichen. Die Berechnungen sind für die Richtung senkrecht zur bisher betrachteten zu wiederholen. Bei der beschriebenen Art der Berechnung braucht man m. E. nicht unbedingt der Meinung zu sein, daß die angenommenen Belastungsfälle tatsächlich eintreten werden. Man will vielmehr für ein erhöhtes Biegungsmoment,[12]) verursacht durch die zunächst unbekannten Bergsenkungen, den Bauteil bemessen und nimmt hierfür willkürlich Belastungsfälle an, die immerhin im Bereich des Vorstellbaren liegen. Die Berechnung hat eine ansehnliche Eisenbewehrung zur Folge, wie Abb. 22 u. 23 zeigen.

Für die Gründung war, wie erwähnt, Wasserhaltung erforderlich. Es wurde Grundwassersenkung eingerichtet. Nach Abb. 24 wurden zwölf Filterbrunnen, den tiefen Gründungsteil umfassend, bis in den Ton gebohrt. Der Durchmesser der Rohrbrunnen war 305 mm, der Filter 150 mm. Die Saugleitung wurde aus Gründen der Betriebssicherheit doppelt ausgeführt, und die Brunnen wurden abwechselnd an die beiden Leitungen angeschlossen. Es waren ferner zwei Maschinensätze vorgesehen, von denen jeder sowohl an einen Saugstrang, wie auch an beide Saugstränge gleichzeitig angeschlossen werden konnte. Für das Ansaugen der Pumpen wurde eine Vakuumleitung zum vorläufigen Pumpwerk, das mit einer Vakuumanlage ausgestattet war, gelegt. Die Pumpen, von denen nach Eintritt des Beharrungszustandes im allgemeinen nur die kleinere zu laufen brauchte, drückten das geförderte Grundwasser in die große zum Rhein führende Druckrohrleitung. Leider war es nicht möglich, mit einfachen Mitteln die Wassermenge zu messen. Sie wurde auf 50 l/Sek. geschätzt.

Ein Ereignis während des Betriebes mag erwähnt werden. Es zeigt, daß oft kleine Ursachen große Wirkungen haben. Während der Aus-

[12]) Bei schweren massiven Bauteilen können die Beanspruchungen durch Zerrungen und Pressungen im allgemeinen vernachlässigt werden.

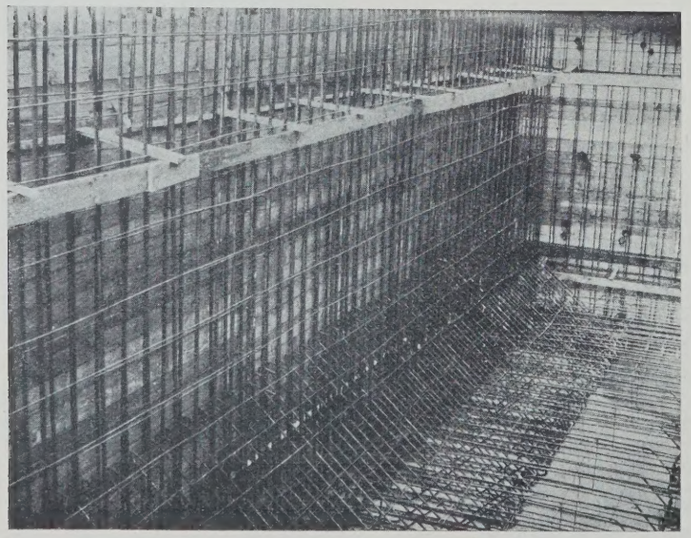


Abb. 22.
Eisenbewehrung für die Wände eines Zuflußkanals.

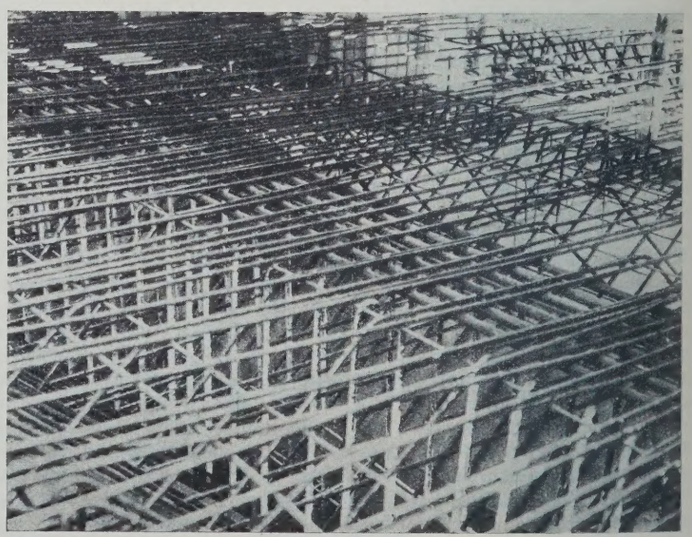


Abb. 23. Deckenbewehrung für die Zuflußkanäle.
(Weg n der Aussparungen für die Saugrohre konnten die Eisen nicht überall parallel verlegt werden.)

schachtungsarbeiten stürzte ohne zunächst erkennbare Ursache ein Teil der westlichen Böschungswand ein und drückte die Saugstränge nach innen, wobei diese von den Brunnen abgerissen wurden. Der Grund für den Einsturz wird im folgenden vermutet: Der Grobrechen in einem etwa 15 m von der Baugrube entfernt liegenden Zuflußgraben zum vorläufigen Pumpwerk hatte sich zugesetzt, und das Wasser stieg über die Oberkante der Auspflasterung und sickerte durch die durchlässige Moorschicht auf einer unter ihr liegenden dünnen Schlickschicht zur Baugrube. Der Boden, der zudem durch einen Greifer, der bis kurz vorher an der fraglichen Stelle gearbeitet hatte, erschüttert war, rutschte auf der Schmierfläche ab,

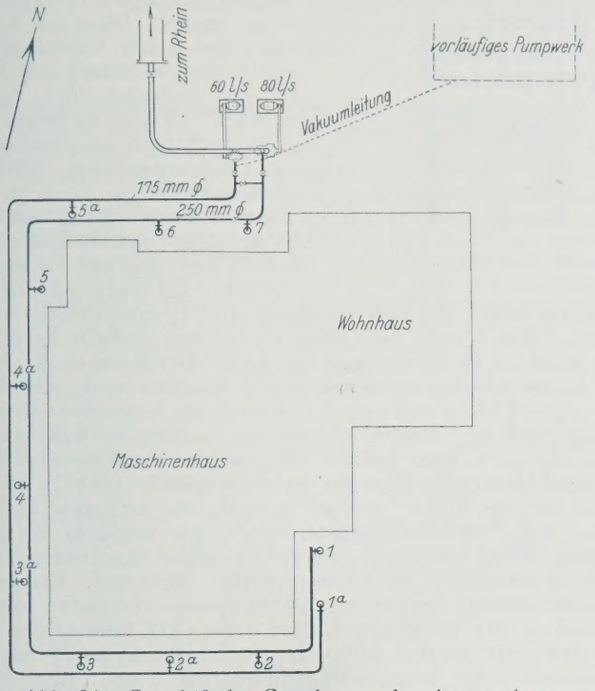


Abb. 24. Grundriß der Grundwasserabsenkungsanlage.

als die Reibung zu gering geworden war. Der Schaden, der an einem Sonnabend eintrat, war bereits am Sonntag behoben, so daß die Arbeiten nicht ernstlich gestört wurden. Während der Wiederherstellung wurde die Wasserhaltung mit den fünf den Pumpen zunächst liegenden Brunnen aufrechterhalten.

Über die Ausführung der Arbeiten im Bereich der Grundwasserhaltung sei nur die Rücksichtnahme auf den Moorboden erwähnt. Für den Beton der Zuflußkanäle und der Maschinenhausstützen wurde Betonkies verwendet, aus dem die groben Stücke auf der Baustelle ausgesiebt waren. Man hatte dadurch die Gewähr, daß Kiesnester vermieden wurden, was besonders für die Stützen wichtig war. Der Beton wurde außerdem gegossen, damit er dicht wurde. Als Bindemittel wurde Hochofenzement verwendet, der schädlichen Angriffen weniger ausgesetzt ist als Portlandzement. Hierbei sei daran erinnert, daß Beton aus Hochofenzement während des Erhärtens viel mehr Wasser gebraucht als Portlandzementbeton. Alle Betonbauteile wurden deshalb, insbesondere bei Sommerwetter, bis zur genügenden Erhärtung dauernd naß gehalten. Der Beton zeigte sich für diese „pflegliche“ Behandlung durch gutes Gefüge und gute Erhärtung sehr dankbar. Die Zuflußkanäle und die Stützen wurden nach dem Ausschalen zweimal mit einem Schutzanstrich versehen, und überdies wurde rings um die Zuflußkanäle eine Drainage gelegt, die ein Anstauen und Durchdrücken von schädlichem Wasser durch den Beton in das Innere der Zuflußkanäle verhindern sollte.

Die maschinentechnischen Fragen sollen in diesem Aufsatze nur in den wesentlichen Teilen besprochen werden. Daß die Maschinensätze senkrechte Wellen haben, wurde bereits erwähnt. Die kleineren und mittleren Motoren arbeiten mit Drehstrom von 380 V, der größte mit Hochspannung von 5000 V. Die mittleren Motoren sind polumschaltbar. Dadurch ist es möglich, mit verschiedenen Umdrehungszahlen bei gleichbleibenden Fördermengen sich den verschiedenen vom Rheinwasserstande abhängigen Förderhöhen anzupassen. Der elektrische Strom kann von zwei Stellen bezogen werden, aus dem Netz des Rheinisch-Westfälischen Elektrizitätswerkes und von einer benachbarten Zeche. Zum Ansaugen der Pumpen ist eine Vakuumanlage, zur Bedienung der Schieber eine Preßluftanlage vorhanden. Ein Laufkran von 5 t Nutzlast dient für Ausbesserungszwecke. Er wurde schon bei der Montage benutzt. Erwähnt sei noch, daß das Maschinenhaus zum Schutze der Maschinen gegen Schwitzwasser mit einer Blinddecke aus Bimsbeton versehen ist (ebenso hat das Dach des Wohnhauses zum Wärmeschutz eine Blinddecke).

Die Gesamtkosten der Anlage ohne Grunderwerb betragen etwa 360 000 R.-M., die sich wie folgt zusammensetzen:

1.	Gründung des Pumpenhauses (mit Zulaufkanälen für die Pumpen)	22 500 R.-M.
2.	Gründung des Wohnhauses	2 500 „
3.	Wasserhaltung für die Arbeiten	11 000 „
4.	Pumpenhaus	87 500 „
5.	Wohnhaus	36 500 „
6.	Maschineller Teil einschl. Montage (für 2,5 m³/Sek.-Leistung)	150 000 „
7.	Anschüttungen, Herstellung von Böschungen usw.	10 000 „
8.	Zulaufgraben	12 000 „
9.	Straßenausbau	7 000 „
10.	Sonstiges (Einfriedigung, Toreinfahrt, Gebühren usw.)	21 000 „
		360 000 R.-M.

Bei Außerachtlassung aller Kosten, die durch die besonderen Verhältnisse beim Pumpwerk Schwelgern bedingt sind, ergibt sich für das eigentliche Pumpwerk einschl. der Kosten für den Ausbau auf eine Leistung von 4,5 m³/Sek. ohne Wohnungen eine Bausumme von 337 000 R.-M. Für eine Leistung von 1 m³/Sek., wobei die manometrische Förderhöhe bis zu etwa 14 m betragen kann, ergibt sich dann ein Betrag von 75 000 R.-M. Die Zahl gilt zunächst nur für die Verhältnisse im Emschergebiet, wo man Rücksicht auf die Bergsenkungen zu nehmen hat und wo man durch starke Unterteilung der Gesamtleistung dem stets wechselnden Wasserzufluß Rechnung tragen muß.

Entwurf und Bauleitung des Pumpwerks lagen in Händen des Abwasseramtes — Vorstand Marinebaurat Dr.-Ing. Prüß — und der maschinentechnischen Abteilung der E. G. — Leiter Oberingenieur Beyenburg. Wie schon erwähnt, ist das Pumpwerk nur ein Teil eines umfangreichen, vom Abwasseramt der E. G. für das gesamte Stadtgebiet von Hamborn (130 000 Einwohner) aufgestellten Kanalisationsentwurfes. Obwohl die Ausführung der eigentlichen Stadtkanalisationen im Geschäftsbereich der E. G. Aufgabe der Stadtverwaltungen geblieben ist, beauftragen diese die Genossenschaft doch vielfach mit der Aufstellung der grundsätzlichen Entwürfe hierfür, weil der Genossenschaft in ihrem ganzen Gebiet aus den im übrigen geheimgehaltenen Abbauplänen der einzelnen Bergwerke die voraussichtlichen zukünftigen Senkungen des Geländes bekannt sind, so daß sie bei der Linienführung der Hauptsammler hierauf Rücksicht nehmen kann. Der Bau und Betrieb der Kläranlagen und meistens auch der Pumpwerke mit den dazugehörigen Druckrohrleitungen und Deichanlagen gehören zum gesetzlichen Aufgabenkreise der E. G.

Abb. 25. Vorbildliches Verlegen von Eiseneinlagen für die Schaltbühne.

Die Erd-, Maurer- und Betonarbeiten führte die Firma Heinrich Butzer in Dortmund fachgerecht aus. Als Beispiel für die gute Ausführung sei Abb. 25 eingefügt, die das geradezu vorbildliche Verlegen von Eiseneinlagen für die Schaltbühne zeigt. Die Pumpen lieferte die Geue-Pumpenbaugesellschaft m. b. H., den elektrischen Teil die Sachsenwerk A.-G. Die übrigen Arbeiten wurden hauptsächlich Hamborner Unternehmern übertragen. Das Pumpwerk kam im Sommer 1927 in Betrieb.

Ein neuartiger Tunnelvortrieb im Bereiche des städtischen Tiefbaues.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. **S. Deutsch**, Köln a. Rh.

Die fortschreitende Entwicklung der Städte, das Anwachsen ihrer Bevölkerung und der industriellen Betriebe, ferner die Eingemeindung neuer Gebietsteile bringen es mit sich, daß die Leistungsfähigkeit der vorhandenen Abwasserkanäle erschöpft ist. Die Tiefbauämter der Städte sehen sich daher genötigt, neue Wege zu suchen, um dem Übel zu begegnen. Meistens wird es sich um eine neue Linienführung und um eine bedeutende Vergrößerung der Kanalquerschnitte handeln. Das letztere bietet in technischer Hinsicht keinerlei Schwierigkeiten. Schlimmer ge-

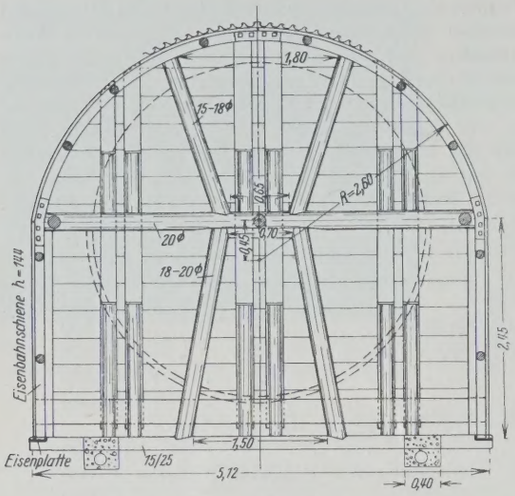


Abb. 1.

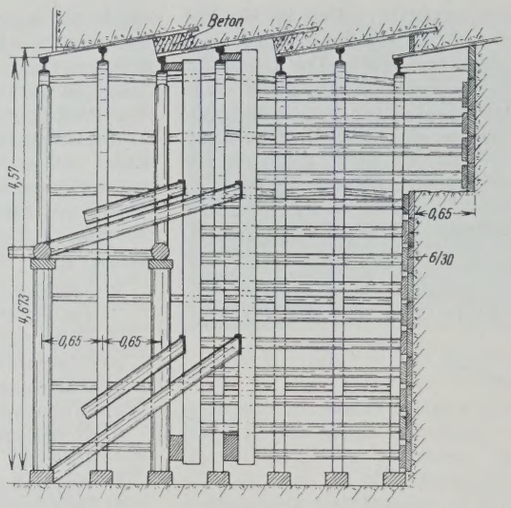


Abb. 2.

staltet sich aber die Frage der Linienführung, weil oft alte enge Straßen durchschritten werden müssen.

Der Bau neuer Kanäle kann nun in zweierlei Weise vor sich gehen, und zwar in offener Bauweise oder durch Tunnelierung. Die offene

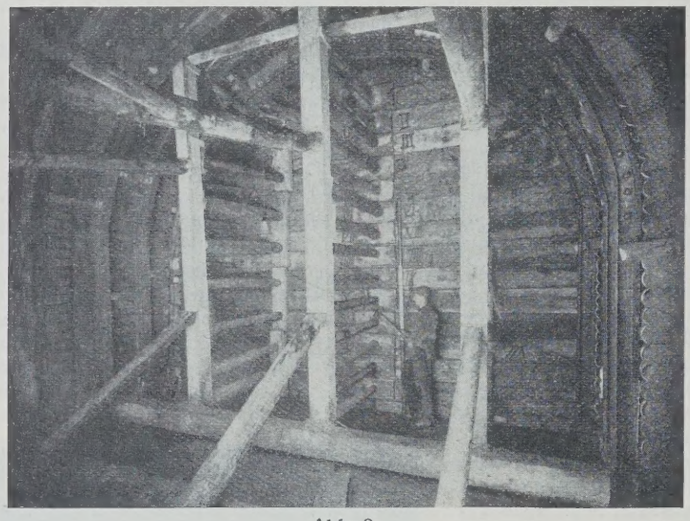


Abb. 3.

Bauweise ist allgemein üblich; sie hat den Nachteil, daß der Verkehr in den ausgebauten Straßenzügen, die sie durchschneidet, sehr eingeschränkt, ja häufig gänzlich lahmgelegt wird, und daß zum Schutz der Häuser kostspielige Sicherungsarbeiten vorgesehen werden müssen. Ein weiterer Nachteil entsteht auch dadurch, daß sich die Straßenzüge nach Fertigstellung der Arbeiten noch lange Zeit in einem Zustande der Unruhe befinden, zumal die Setzung des lockeren Bodens erst nach vielen Jahren abgeklungen ist. Aus den genannten Gründen ergeben sich daher sehr häufig Ausbesserungsarbeiten der Straßenbefestigung. Die genannten Übelstände treten ganz zurück, wenn man sich beim Vortrieb des Kanals der Tunnelbauweise bedient. Diese Art des Einbaues von großen Kanälen ist nicht neu.[1]) Zur Verschalung kam bislang für den Stollenbau Holz zur Anwendung, wie dies im Bergbau seit alters her üblich ist. Man wandte die Getriebezimmerung (Pfandblattzimmerung) an.

Beim Neubau des großen Kanals in der Keup- und Holweider Straße in Köln wich man nun von der alten Bauweise mit Holzverschalung ab und brachte anstatt der Holzverschalung eine Eisenverschalung zur Anwendung. Abb. 1 zeigt das Querprofil des kreisförmigen Betonkanals. Er hat einen lichten Durchmesser von 3,7 m. Der Beton ist im Scheitel 0,5 m, in den Kämpfern 0,6 m und in der Sohle 0,6 m stark. Der Aushub hat eine größte Breite von etwa 5,12 m und eine Scheitelhöhe von 4,6 m. Das Vordringen im Tunnel spielte sich nun in folgender Weise ab. Von 0,65 zu 0,65 m wurden Rahmen aus normalen Eisenbahnschienen, die nach dem Aushubprofil gebogen waren, aufgestellt (Abb. 2). Sie bestanden aus vier Teilen, die mit Laschen und Schrauben verbunden wurden. Wegen der Schräglage der Verschalung wechselte ein kleiner mit einem großen Rahmen ab. In der Längsachse des Tunnels sind die Rahmen gegeneinander mit Rundholzstempel abgespreizt. Zur weiteren Sicherheit erhielten die kleineren Rahmen einen Holzeinbau, der nach Fertigstellung der Betonierung entfernt wurde. Die Leibung des Profils wurde nun anstatt mit Holz mit sogenannten Stollenblechen verkleidet. Ihre normale Länge beträgt 1,80 m, ihre Stärke 5 mm. Diese Stollenbleche wurden unter Führung des kleinen Rahmens entweder von Hand oder durch einen Luftdruckhammer in den sandigen oder kiesigen Boden eingetrieben. Sie schließen dicht aneinander, so daß selbst feinster Sand nicht durchfällt. Eine Bildung von Hohlräumen ist daher gänzlich ausgeschlossen. Das Eintreiben eines Stollenbleches mittels Luftdruckhammers dauert $^1/_2$ Minute. Sechs Mann arbeiten an der Brust. Deren senkrechte Verschalung bestand aus 6/30 cm starken Dielen, die in der Mitte gestoßen waren. Der Stoß wurde durch ein kurzes Brettstück mit wagerechter Verstrebung sicher gehalten.

Abb. 3 zeigt mehrere Rahmen mit ihrer Stollenblecheindeckung. Ein Gleis dient zum Ein- und Ausfahren der Materialien. Eine Rohrleitung bringt Preßluft an die Hämmer.

Die Bauleitung beabsichtigt, die freie Länge der Stollenbleche von 65 auf 120 cm zu vergrößern, wodurch in jedem Felde ein Rahmen erspart werden soll. Hierüber soll später noch berichtet werden.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 34, S. 473.

Vermischtes.

Die neue Weichselbrücke bei Sandomierz.

Der Bau der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Sandomierz (Polen). Während des Weltkrieges im Jahre 1915 wurde durch die russische Armee beim Bau der neuen Eisenbahnstrecke Ostrowiec—Nadbrzezic (Kongreßpolen—Galizien) eine hölzerne Brücke über die Weichsel bei Sandomierz errichtet. Nach kurzer Zeit wurde diese Brücke zerstört. Die österreichische Armee erneuerte die Brücke. Die Gesamtlänge der Brücke betrug 640 m. Die Brücke bestand aus eisernen Überbauten, die Hauptträger waren I-Träger von je 20 m Länge. Die Träger lagerten auf hölzernen Pfeilern.

An Stelle dieses zu schwachen Bauwerkes mußte eine neue feste Brücke errichtet werden. Die neue eingleisige Eisenbahnbrücke (s. Abbildung) besteht aus 6 eisernen Überbauten von je 75 m Stützweite und aus 2 Eisenbetonträgern von je 8 m Länge. Die Überbauten lagern

auf 7 Pfeilern und 2 Widerlagern. Die Pfeiler sind aus Bruchsteinmauerwerk und wurden unter Druckluft mit Hilfe von Eisenbetonsenkkasten ausgeführt. Die Widerlager sind auf hölzernen Pfählen gegründet. Die Tiefe der Unterkante der Senkkasten ist bis 16,5 m unter MW.

Die gesamten Baukosten betrugen 3 250 000 Zloty, die Baukosten der eisernen Überbauten 1 450 000 Zloty, das Gesamtgewicht der eisernen Überbauten 1850 t. Der Bau der Pfeiler dauerte von September 1925 bis Oktober 1927, die Montage von März 1927 bis 8. Februar 1928. Am 11. Februar 1928 wurde die neue Brücke in Betrieb genommen. Sie ist zurzeit die größte Eisenbahnbrücke, die im neuen Polen gebaut wurde. Die Druckluftgründung und die Mauerwerkarbeiten der Brücke wurden durch die Bauunternehmung Carl Stronczynski ausgeführt; 3 eiserne Überbauten lieferte die Brückenbauanstalt K. Rudzki, 2 eiserne Überbauten die Firma Zieleniewski 1, Überbau das Werk Königshütte. — Die Montage aller Überbauten ist auf festen Gerüsten durch die genannte Brückenbauanstalt K. Rudzki ausgeführt. Ingenieur B. I. Morawski.

Die neue Entlüftungsanlage des Simplontunnels. In den letzten Jahren hat man mit Erfolg zur Entlüftung von Tunneln eine Anordnung angewendet, bei der der Ventilator nahe an einem der Tunnelköpfe aufgestellt ist, von wo er die Luft nach dem entgegengesetzten Kopfe drückt. In diesem Falle ist es notwendig, die Tunnelöffnung an der Seite zu schließen, wo der Ventilator arbeitet. Diese Entlüftungsart, unter anderem bei der Simplontunnelanlage angewendet und von der Firma Sulzer ausgeführt, hat bewegliche Vorhänge in der Nähe der Tunnelportale, bestehend aus kräftigen Metallrahmen, im unteren Teile offen und mit Segeltuch bespannt, derart, daß eine Lokomotive, die irrtümlicherweise in den heruntergelassenen Vorhang fährt, dieses Segeltuch zerreißen wird, ohne Schaden zu erleiden. Wenn dagegen der Vorhang hochgezogen ist, muß der Zugang von Luft, die vom Ventilator kommt, unterbrochen werden, was durch eine drehbare Klappe erreicht wird, die in die Entlüftungsleitung eingebaut ist.

Die Anordnung der Vorhänge beim Simplontunnel geht aus dem Lageplan (Abb. 1) hervor; sie bietet ein besonderes Interesse dadurch, daß es sich hier um zwei parallele Tunnel handelt.

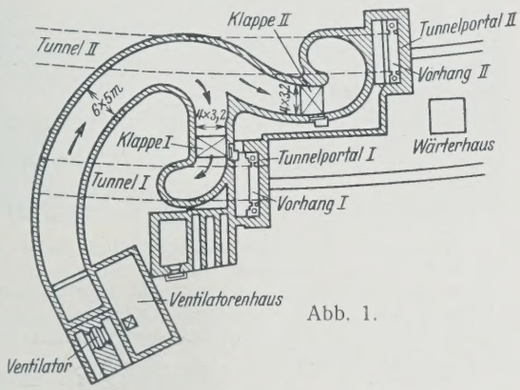


Abb. 1.

Zwischen den beiden Gleisen unmittelbar vor den Tunneleingängen befindet sich ein Wärterhaus, in dem eine Ein- und Ausschaltvorrichtung mit elektrischem Antrieb durch Druckknopf untergebracht ist, sowie eine Anzahl anderer unentbehrlicher Apparate. Die Ventilation arbeitet so, daß die beiden Ventilatoren getrennt oder gleichzeitig die Luft in den Hauptkanal von 5 × 6 m Querschnitt drücken. Vom Hauptkanal zweigen zwei kleinere Kanäle von 4 × 3,2 m Querschnitt ab, die die beiden Tunnel verbinden. Diese beiden Kanäle können in gleicher Weise mittels drehbarer Klappen (s. Plan) geschlossen werden. Die Anordnung in den Tunneln I und II ist genau gleich, und beide sind voneinander völlig unabhängig.

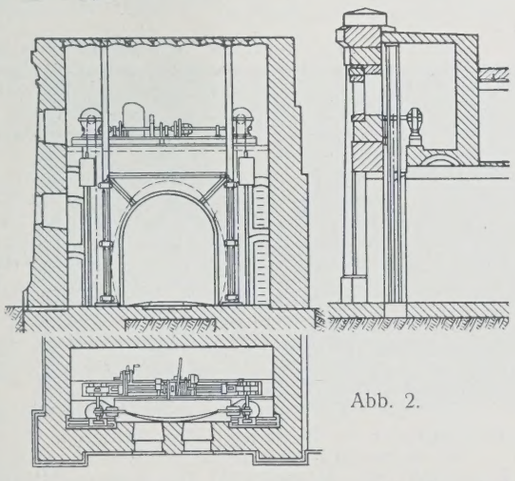


Abb. 2.

Abb. 2 zeigt die Anordnung des Vorhanges. Der Rahmen ist an jeder Seite aufgehängt, nach unten mit Ketten, und kann mit Hilfe von Kettenrollen gehoben und gesenkt werden. Die seitliche Führung ist durch Rollen in einem Falze gewährleistet. Das Gewicht des Vorhanges ist durch Gegengewichte ausgeglichen, die sich in ähnlicher Weise in Falzen bewegen. Die Bewegung des Vorhanges geschieht durch eine Motorwinde, oberhalb des Vorhanges aufgestellt, die auf einmal gleichmäßig auf die beiden Seiten wirkt, so daß jedes Ecken vermieden wird. Wenn der Vorhang gehoben werden muß, um einen Zug durchzulassen, schließt man den Entlüftungskanal mit Hilfe seiner drehbaren Klappe, ohne daß es notwendig ist, den Motor anzuhalten, der den Ventilator treibt.

Die Bedienung der Drehklappe geschieht vom Wärterhaus, und zwar auf folgende Weise: Durch Drücken auf einen Knopf bewirkt man das Schließen der Klappe für den zu öffnenden Tunnel. Sobald die Klappe geschlossen ist, wird der Motor, der die Winde des Vorhanges für den gleichen Tunnel betätigt, selbsttätig und in Abhängigkeit der Lage der Klappe eingeschaltet. Nur wenn der Vorhang vollständig hochgezogen ist, wird der Motor selbsttätig und in Abhängigkeit von der Lage des Vorhanges ausgeschaltet.

Sobald der ein- oder auslaufende Zug das Tunnelportal durchfahren hat, bewirkt ein Druck auf einen zweiten Knopf die Inbetriebsetzung des Windmotors und dadurch das Senken des Vorhanges. Im Augenblick, wo der letztere auf die Schienen aufstößt, löst er selbsttätig die Anordnung des Drehklappenmotors aus, so daß diese sich öffnet und die Ventilationsluft von neuem in den Tunnel eintreten kann. Die Motoren, die die Klappe und den Vorhang betätigen, treten nacheinander in Tätigkeit, so daß der eine durch den andern in Tätigkeit gesetzt wird. Das Schließen der Klappe und Hochziehen des Vorhanges vollzieht sich nacheinander in etwa 60 Sekunden.

Die beschriebene Entlüftungsanlage mit selbsttätig bewegtem Vorhang hat in gleicher Weise Sulzer im Grenchenbergtunnel eingebaut, auch sie hat ausgezeichnete Ergebnisse gezeitigt und arbeitet vollkommen zufriedenstellend; bis jetzt sind noch keine Störungen gemeldet worden. R. W. M.

Drainage gegen Hangrutschungen ist nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 2. Februar 1928 in umfassender Weise, dafür aber auch mit vollem Erfolg in Kalifornien zur Anwendung gebracht:

Es handelt sich um eine nur 75 m lange Strecke der Staatsstraße bei Crockett, die am Fuße eines starken Abhangs entlang führt und auf der erhebliche Rutschungen dauernd die Ursache empfindlicher Störungen bildeten, da die stürzenden Erdmassen nicht nur den Straßenverkehr, sondern auch den der etwa 210 m weit entfernten und 6 m tiefer gelegenen Bahnlinie gefährdeten. Nachdem jahrelange Versuche der Straßen- und Eisenbahnverwaltung umsonst gewesen waren, entschlossen sich beide zu dem folgenden durchgreifenden Verfahren:

Zunächst begann im Jahre 1921 die Eisenbahnverwaltung die Arbeiten mit dem Vortrieb eines Entwässerungsstollens von 1,22 × 1,84 m Querschnitt und dem Legen der 10, 15 und 20 cm weiten Drainageleitungen zur Beseitigung des Oberflächenwassers. Wie notwendig dies war, erwies

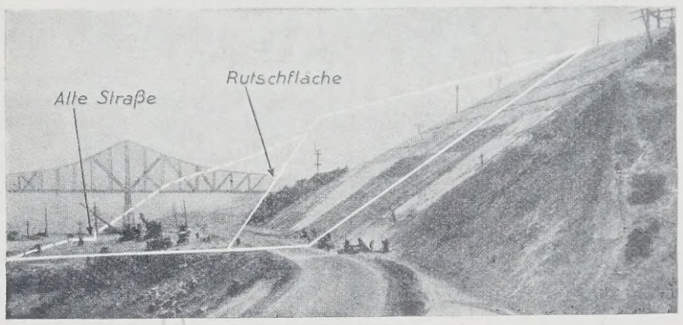


Abb. 1.

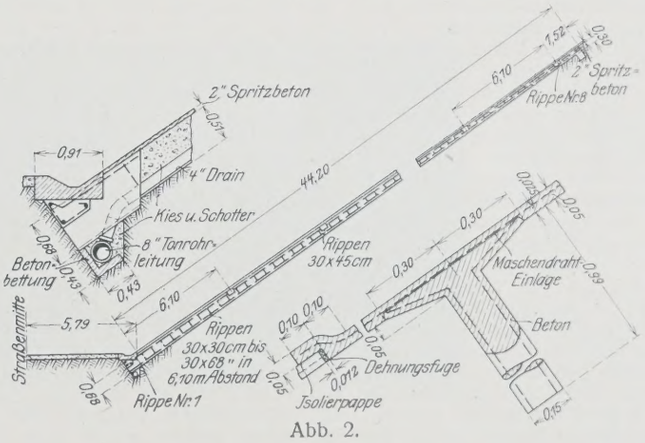


Abb. 2.

sich sofort dadurch, daß der Stollen selbst in Zeiten größter Trockenheit Wasser führte: Während eines zwei Tage dauernden starken Regenfalls betrug die durch den Stollen und die Drains abgeführte stündliche Abflußmenge gegen 32 600 l.

Nachdem die früheren Arbeiten der Straßenbaubehörde, wie bemerkt, erfolglos geblieben waren und die Anlage einer mindestens 10,30 m breiten, sicheren Fahrstraße infolge des stark zunehmenden Verkehrs immer notwendiger geworden war, kam man 1926 nach eingehenden Versuchsbohrungen zu dem Ergebnis, daß die dauernden Rutschungen auf eine eingelagerte wasserführende Zwischenschicht zurückzuführen wären. Daraus ergab sich zwangläufig als Folge der Abtrag von rd. 88 000 m³ über der Gleitfläche gelagerter und auf diese drückender Bodenmassen, worauf die neue Straße unmittelbar am Fuße der neuen, etwa $1\frac{1}{2}$:1 geneigten Böschung angelegt werden konnte (Abb. 1). Am Fuße dieser Böschung oberhalb der Bahnlinie und dort, wo der Erddruck am stärksten wirkte, wurde ein Pfahlrost aus 191 in 2,43 m Abstand gerammten, fest miteinander verstrebten Pfählen gerammt, deren hintere Reihen gegen die Böschung geneigt waren.

Als weitere Maßnahmen kamen hinzu die Pflasterung der neuen, vorher sorgfältig abgeglichenen Böschung und ein wasserdichter oder wasserabweisender Überzug von etwa 18 600 m² Fläche der 17,37 m über Straßen-O.-K. gelegenen Böschungskrone und der Fläche des Hügelkammes. Die Pflasterung geschah derart, daß man im Spritzverfahren und in Feldern von 6,10 × 6,10 m eine 5 cm starke Lage Beton aufbrachte und mit einer Bewehrung versah. Diese Eisenbetondecke ist durch 0,75 m tief in den Boden greifende Pfähle in der Böschung fest verankert. Einzelheiten dazu sind in Abb. 2 wiedergegeben.

Der Überzug der Böschungskrone und der Fläche des 36 m hohen Hügelkammes wurde durch Aufbringung einer Mischung von Asphaltbitumen mit gesiebtem Feinsplitt hergestellt. Ki.

Rost und Rostschutz. Ein englischer Fachmann schätzt den jährlichen Verlust an Eisen in der Welt durch Rosten auf 40 Mill. t, was ungefähr der Jahreserzeugung der Vereinigten Staaten gleichkommt, und von anderer Seite wird angegeben, daß in den Vereinigten Staaten allein jährlich 9 Mill. t Eisen durch Rost verloren gehen. Für das Wirtschaftsleben hat das in Rost übergegangene Eisen keinen Wert mehr.

Man nimmt im allgemeinen an, daß ein Bauwerk aus Stein eine unbegrenzte Lebensdauer hat, und diese Annahme gründet sich im wesentlichen auf die Erfahrung, daß es gewölbte Brücken, gemauerte Kuppeln und ähnliche Bauwerke von außerordentlich hohem Alter gibt. Bei eisernen Bauwerken geht man dagegen meist von dem Gedanken aus, daß ihre Lebensdauer beschränkt ist, vergißt aber dabei, daß namentlich in den letzten Jahren der Ersatz älterer eiserner Brücken durch die Erhöhung der Betriebslasten nötig geworden ist, während die Brücken unter der Last, für die sie ursprünglich bestimmt waren, noch lange hätten aushalten können. Ebenso werden Eisenhochbauten häufig durch neue ersetzt, weil sie den Anforderungen, die bei ihrer Benutzung an sie gestellt werden, in bezug auf die Größe der Räume, in bezug auf deren Anordnung usw. nicht mehr genügen, nicht aber aus dem Grunde, daß etwa die Tragfähigkeit der Bauteile gelitten hätte. Bei sorgfältiger Unterhaltung kann die Lebensdauer eines Eisenbauwerks ins Unbegrenzte verlängert werden. Diese Ansicht vertritt ein amerikanischer Fachmann, Skinner, in einer Arbeit, die er einer amerikanischen technischen Vereinigung vorgelegt hat und über die die Zeitschrift „Engineering" berichtet.

Skinner hat an etwa tausend seiner Fachgenossen Fragebogen versandt, die etwa 60 Fragen, Rost, Rostschutz u. dgl. betreffend, enthielten; er hat darauf über 17000 eingehende Antworten auf seine Fragen erhalten, die er sorgfältig nach Gruppen geordnet hat. In 38% der Antworten wird die Ansicht ausgesprochen, daß Rost die Sicherheit eines Gebäudes nicht beeinträchtigt hat, 90% der Antworten sagen dasselbe von Brücken. In 30 von 100 Fällen wird behauptet, daß Bauwerke im allgemeinen, in 19 von 100 Fällen, daß Brücken jahrelang ohne Rostschäden gestanden haben. 47% der Antworten lauten dahin, daß kein Bauwerk durch Rost ernsthaft beschädigt wird, und in 80 von 100 Fällen wird erklärt, jedes Bauwerk könne vor der Zerstörung durch Rost bewahrt werden. Im ganzen sprechen sich 89% der Antworten dahin aus, daß Brücken vollständig rostsicher erhalten werden können, und 94% der Antworten sagen dasselbe von anderen Bauwerken. Die überwiegende Zahl der Antworten, 52%, sehen Farbanstrich und Fernhalten von Schmutz als den besten Rostschutz an, während 23% als Mittel zu diesem Zweck das Einhüllen in Beton empfehlen.

Hiernach braucht man keine Sorge betreffs der Standfestigkeit und Lebensdauer eiserner Gebäude zu haben, und die Befürchtung eines englischen Fachmannes, die amerikanischen Hochhäuser seien dem Angriff eines Wirbelsturmes nicht gewachsen, ist mindestens stark übertrieben. Freilich ein richtiger Entwurf, der nicht nur die statischen Verhältnisse rechnerisch berücksichtigt, sondern auch auf die Erhaltung des Bauwerks, auf den Rostschutz, die Zugänglichkeit der einzelnen Teile, die Möglichkeit, auftretende Roststellen zu erkennen, den Rost zu beseitigen und sein Wiederauftreten zu verhindern, Bedacht nimmt, ist dazu nötig. Die Antworten auf den Fragebogen lassen sich dahin zusammenfassen, daß Eisen in einem Bauwerk unrichtig behandelt zwar rostet, daß dies aber durch richtige Behandlung verhindert werden kann; daß ein Eisenbauwerk eine praktisch unbegrenzte Lebensdauer hat; daß Rost nur auftritt, wenn gewisse Bedingungen erfüllt sind; daß gewisse Teile eines Bauwerks stärker durch Rost gefährdet sind als andere; daß alle Bauwerke gegen Rost geschützt werden können; daß elektrolytische Vorgänge nur unbedeutenden Einfluß haben; daß Rost wieder entfernt werden kann und daß endlich Rostschäden nicht zu verderblichen Folgen führen, ohne daß diese sich rechtzeitig vorher ankündigen. Eisen, natürlich auch Stahl, sind also durchaus zuverlässige Baustoffe. Skinner zieht schließlich aus den Antworten die Folgerung, daß bei richtigem Entwurf und sachdienlicher Unterhaltung ein Eisenbauwerk Jahrhunderte überdauern kann und muß, wenn dafür Sorge getragen wird, daß von den Belastungen und sonstigen Bedingungen, die dem Entwurf und der Berechnung zugrunde gelegen haben, im Laufe der Benutzung nicht abgewichen wird. Eisen und Stahl kann durch richtige Behandlung ohne Anwendung umständlicher Maßnahmen und ohne Kosten, die über das erträgliche Maß hinausgehen, dauernd in einwandfreiem Zustande erhalten werden.

An der Erörterung des Vortrages beteiligte sich u. a. der bekannte Fachmann des Eisenbrückenbaues Dr. Waddel. Er erklärte, die Umfrage habe zweifellos ergeben, daß Stahl und Eisen für Brücken- und andere Bauten ein durchaus geeigneter Baustoff sei, daß alle Befürchtungen in bezug auf die Lebensdauer solcher Bauwerke unbegründet seien. Auch in bezug auf Eisenbetonbrücken sei noch nicht erwiesen, wie lange sie aushalten, und es sei schon vorgekommen, daß sie in salzigem Wasser oder in dessen Nähe Schaden erlitten hätten. Ein anderer Redner erklärte einen dreimaligen Ölfarbenanstrich für alles, was zur Erhaltung eines Eisenbauwerks nötig sei. Man müsse jedoch bei Anbringung der feuersicheren Umkleidung von Säulen u. dgl. dafür Sorge tragen, daß kein Luftstrom zwischen dem eisernen Bauteil und seiner Umkleidung entstehen kann. Die Säulenfüße sollten durch Asphalt und ähnliche Mittel gegen aufsteigende Feuchtigkeit geschützt und zur Besichtigung und Erneuerung des Anstrichs zugänglich gemacht werden. Von anderer Seite wurde bemerkt, daß der Anstrich sowohl schützend wie zerstörend wirken könne. 1901 seien z. B. einige Hängeeisen der East River-Brücke in New York gebrochen; dies sei auf die Anwendung eines ungeeigneten Anstrichmittels zurückzuführen gewesen.

Die amerikanischen Darlegungen bestätigen die Ansichten, die auch bei uns in bezug auf den Bau und die Unterhaltung eiserner Bauwerke herrschen. Wkk.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. Mai ausgegebene Heft 9 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Bürgermeister a. D. Schwan: Die Finanzierung des Wohnungsbaus. — Dipl.-Ing. Castner: Neues vom Stahlhausbau.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Friedmann, Werkdirektor des R. A. W. Osnabrück, als Werkdirektor zum R. A. W. Schneidemühl, und Gygas, Werkdirektor des R. A. W. Siegen, als Werkdirektor zum R. A. W. Brandenburg West, die Reichsbahnräte Ernst Greve, Werkdirektor des R. A. W. Oldenburg, als Werkdirektor zum R. A. W. Osnabrück, Wolfframm, Werkdirektor des R. A. W. Schneidemühl, als Werkdirektor zum R. A. W. Siegen, Runkel, bisher in Lauban, nach Gleiwitz als Leiter einer Abteilung beim dortigen R. A. W., Karl Ackermann, bisher bei der R. B. D. Essen, nach Duisburg als Leiter des neuerrichteten Reichsbahn-Neubauamts Duisburg 2, Friedrich Hartmann, Vorstand des bahnbautechnischen Bureaus bei der R. B. D. Stuttgart, zum R. Z. A. in Berlin, Dr. jur. Wyszomirski, bisher bei der Hauptverwaltung in Berlin, als Vorstand zum R. V. A. Weimar, sowie die Reichsbahnbaumeister Martin Herrmann, bisher beim R. B. A. Frankfurt (Oder), zum Reichsbahn-Neubauamt Gevelsberg, und Schinke, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Gleiwitz Wagenwerk, zum R. Z. A. in Berlin.

Überwiesen: der Reichsbahnrat Dr.-Ing. Backofen, bisher bei der R. B. D. Stettin, zum R. B. A. Stettin 2.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Dr. jur. Ernst Herrmann in Altona die Stellung eines Mitgliedes bei der dortigen R. B. D.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnoberräte Junghänel, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts Chemnitz 1, und Fleck, Mitglied der R. B. D. Mainz, sowie der Reichsbahnamtmann Jansen, Verkehrskontrolleur beim R. V. A. Elberfeld.

Gestorben: der Reichsbahnamtmann Klär, Leiter des Verschiebebahnhofs Hamburg-Rothenburgsort.

Preußen. Das Preußische Staatsministerium hat den Ministerialrat Schroeter in Berlin-Wilmersdorf, den Oberregierungs- und -baurat Dr.-Ing. Krey in Charlottenburg und den Reichsbahndirektor Dr.-Ing. Tecklenburg in Charlottenburg zu ordentlichen Mitgliedern und den Professor Dr.-Ing. Kulka in Hannover zum außerordentlichen Mitglied der Akademie des Bauwesens ernannt.

Versetzt sind: der Regierungs- und Baurat (W.) Dr.-Ing. Ostendorf vom Wasserbauamt Duisburg-Meiderich an die Wasserbaudirektion in Münster (Westf.), die Regierungsbauräte (W.) Möller vom Neubauamt in Fürstenberg a. d. Oder nach Duisburg als Vorstand des Wasserbauamts Duisburg-Meiderich und Gaye vom Wasserbauamt in Wesermünde als Vorstand an das Wasserbauamt in Norden; — die Regierungsbauräte Wenzel in Fulda an die Regierung in Oppeln, Hoffmann in Insterburg an die Regierung in Osnabrück, Lehde bei der Regierung in Osnabrück an das Kulturbauamt daselbst, Meyer in Osnabrück nach Fulda als Vorstand des dortigen Kulturbauamts und Matthiae in Neuruppin nach Insterburg als Vorstand des dortigen Kulturbauamts.

Aus dem Staatsdienst ausgeschieden ist der Regierungsbaumeister (W.) Geutzke in Hirschberg i. Riesengebirge.

Der Regierungs- und Baurat (W.) Arp aus Münster (Westf.) ist infolge Ernennung zum Ministerialrat im Reichsverkehrsministerium aus dem preußischen Staatsdienst ausgeschieden.

Überwiesen: der Regierungsbaumeister (W.) Anton Kuhn unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst dem Neubauamt für Brückenbauten in Schwedt a. d. Oder.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Johannes Pfeiffer und Peter Canisius (Wasser- und Straßenbaufach).

Bayern. Gestorben: der Staatsrat Dr. Joseph v. Graßmann in München, Generaldirektor der Rhein-Main-Donau-Aktiengesellschaft.

INHALT: Die Unterhaltung der Schiebetore der Schleusen des Kaiser-Wilhelm-Kanals. — Die Larssen-Spundwand mit wechselweise stehenden, im Schloß gepreßten Doppelbohlen. — Das Abwasserpumpwerk Schweigern in Hamborn am Rhein. — Ein neuartiger Tunnelvortrieb im Bereiche des städtischen Tiefbaues. — Vermischtes: Bau der neuen Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Sandomierz (Polen). — Neue Entlüftungsanlage des Simplontunnels. — Drainage gegen Hangrutschungen. — Rost und Rostschutz. — Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 25. Mai 1928 Heft 22

Reiseeindrücke in der Schweiz und in dem der Schweiz benachbarten Lande Liechtenstein.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Schaper.**

Kürzlich hatte ich Gelegenheit, mich in der Schweiz über sehr lehrreiche Brückenumbauten und über die Verwendung von Siliziumstahl für einen größeren Brückenbau zu unterrichten.[1]) Die dabei gewonnenen Eindrücke sind so anregend, daß ihre Veröffentlichung von allgemeinem Interesse sein dürfte.

1. Umbau der eingleisigen Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Ragaz auf der Strecke Sargans—Chur.

Die alte Brücke (Abb. 1 u. 2) ist eine in den Jahren 1855/57 in der Hauptsache aus Lärchenholz nach der Bauart von Howe erbaute Holzbrücke. Die Hauptträger liegen über der Fahrbahn und laufen über die sechs Öffnungen mit je rd. 24 m Stützweite durch. Sie sind aber so stark bemessen worden, daß sie auch bei der Zerstörung eines Pfeilers für eine Stützweite von 48 m noch genügend Tragfähigkeit besaßen. Diese Vorsorge erwies sich als sehr zweckmäßig; denn schon im Jahre 1860 zerstörte ein schweres Hochwasser einen Pfeiler.

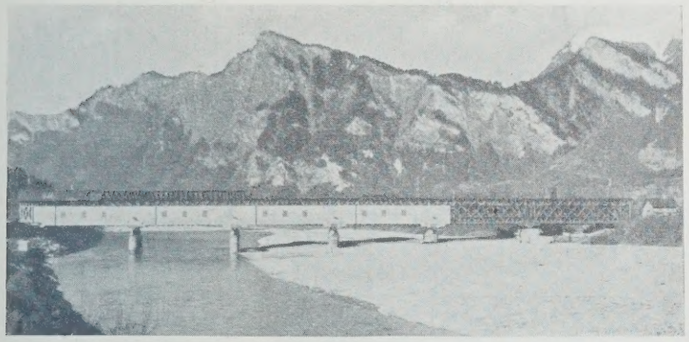


Abb. 1. Die alte Brücke.

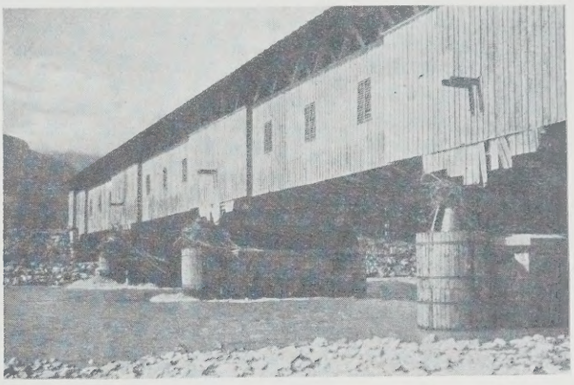


Abb. 2. Die alte Brücke.

Jeder der beiden Hauptträger besitzt drei und über den Pfeilern sogar fünf Tragwände. Die Schienen ruhen auf hölzernen Querträgern, die auf den unteren Gurtungen der Hauptträger aufliegen. Die ganze Brücke ist zum Schutz gegen Witterungseinflüsse überdacht und seitlich bis auf einen Rauchschlitz (Abb. 1 u. 2) verkleidet.[2]) Die ursprünglichen Pfeiler bestanden aus gerammten Holzpfahljochen. In den Jahren 1865 und 1866 wurden oberhalb und unterhalb der Brücke in der Verlängerung der Joche gußeiserne Röhrenpfeiler von 1,74 m äußerem Durchmesser im Druckluftverfahren abgesenkt, weil man die Pfahljoche nicht für sicher genug hielt (Abb. 2). Die Köpfe der Röhrenpfeiler wurden durch schweißeiserne Querträger, auf die die Hauptträger abgestützt wurden, verbunden. Zur weiteren Sicherung sind in den Jahren 1899 und 1900 die zwischen den Röhrenpfeilern stehengebliebenen Pfahljoche durch pneumatisch gegründete massive Pfeiler ersetzt worden (Abb. 2).

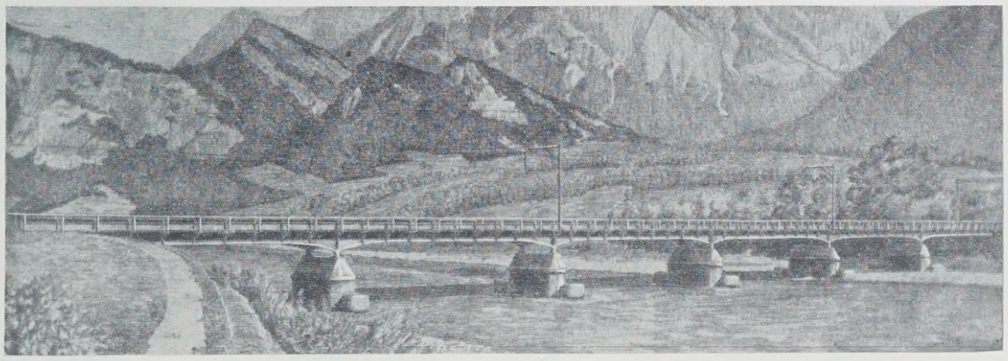


Abb. 3. Die neue Brücke.

Die alte Brücke, die bis vor wenigen Wochen ihrer Zweckbestimmung gerecht geworden ist und in der ein gutes Stück lehrreicher Geschichte des Brückenbaues verkörpert ist, hat nun aus Gründen der Betriebssicherheit, die wegen mancher Schwächen der Holzkonstruktion und vor allem wegen der großen Feuersgefahr bedroht war, einem neuzeitlichen schönen Eisenbauwerk (Abb. 3) weichen müssen. Es ist ein Überbau mit vollwandigen, durchlaufenden Hauptträgern und versenkter Fahrbahn. Die alten, noch tadellos erhaltenen Pfeiler und Widerlager dienen auch dem neuen Überbau zur Unterstützung.

Der Einbau des neuen Überbaues mußte ohne wesentliche Betriebsstörung in nächtlichen Betriebspausen durchgeführt werden. Der neue Überbau konnte so schmal gehalten werden, daß er nach Fortnehmen eines Teiles der fünften innersten Wand jedes Hauptträgers über den Pfeilern in den alten hölzernen Überbau eingefahren werden konnte (Abb. 4). Er wurde auf dem nahegelegenen Bahnhof Sargans in einzelnen Teilen von 18 bis 30 m Länge zusammengebaut, vernietet und mit dem Oberbau versehen. Unter die alte Brücke wurde ein hölzernes Arbeitsgerüst gehängt, von dem aus die schweren verdübelten hölzernen Querträger ausgebaut und durch leichtere eiserne I-Träger ersetzt wurden. Dies war nötig, da es nicht möglich gewesen wäre, die schweren hölzernen Querträger in den nächtlichen Betriebspausen auszubauen. Die einzelnen Teile des fertig vernieteten Überbaues wurden nun in nächtlichen Betriebspausen, die jeweils von 22 bis 5 Uhr dauerten, auf zwei niedrigen Drehschemelwagen vom Bahnhof Sargans zur Baustelle befördert, in die alte Brücke eingefahren, hier mit Winden von den Wagen abgehoben und an zwei Spindelabsenkvorrichtungen angehängt. Diese umfaßten zwei Querträger des neuen Überbaues und waren oben auf eisernen Querträgern gelagert, die auf den Obergurten der alten Brücke lagen. Nachdem alsdann der Oberbau, die vorübergehend eingebauten eisernen Querträger und der untere Windverband der alten Brücke entfernt waren, konnte der neue Überbau auf die Pfeiler abgesenkt werden (Abb. 5). Auf die gleiche Weise wurden die anderen Einzelteile des Überbaues nacheinander eingebaut und schließlich durch Vernieten ihrer aneinanderstoßenden Enden in einen durchlaufenden Überbau verwandelt.

[1]) Herr Sektionschef Bühler von den Schweizerischen Bundesbahnen hatte in dankenswerter Weise selbst die Führung übernommen und dafür gesorgt, daß mir alle gewünschten Auskünfte erteilt wurden.

[2]) Die Abb. 1 stellt die schon im Umbau begriffene Brücke dar. Der größte Teil der Überdachung und ein Teil der seitlichen Verkleidung sind bereits entfernt.

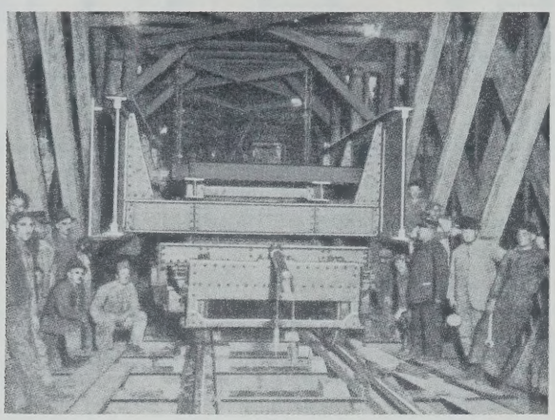


Abb. 4.
Einbau der neuen Brücke.

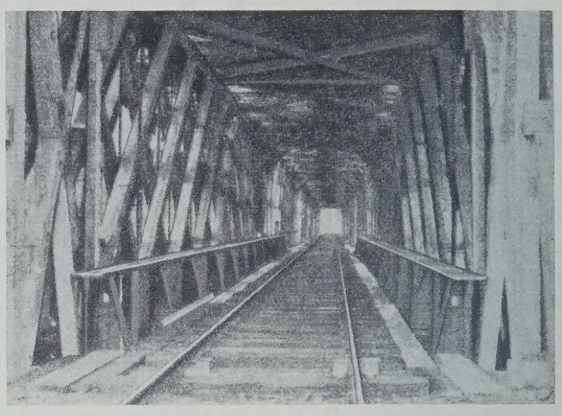


Abb. 5.
Die neue Brücke innerhalb der alten in richtiger Lage.

2. Eisenbahn-Notbrücke zwischen Buchs und Schaan.

Der Rheindurchbruch am 25./26. September 1927 bei der Rheinbrücke der den Österreichischen Bundesbahnen gehörigen Linie Buchs—Feldkirch hatte einen großen Teil des an die Rheinbrücke anschließenden Dammes und einen Überbau der Rheinbrücke zerstört (Abb. 6). Eine endgültige Wiederherstellung der zerstörten Bahnbauten kam nur nach Vollendung des fortgespülten Rheindeiches in Frage und hätte sehr lange Zeit beansprucht. Der auf der Linie Buchs—Feldkirch liegende internationale Schnellzugverkehr Zürich—Wien vertrug eine solch lange Unterbrechung nicht. Die Österreichischen Bundesbahnen entschlossen sich daher, die Lücke in Damm und Brücke mit einer Eisenbahnnotbrücke zu schließen. Die Länge der Lücke betrug 315 m, sie wurde in vier Öffnungen durch 45 m weit gestützte Überbauten mit Fachwerkhauptträgern und mit tiefliegender Fahrbahn (Abb. 7 u. 8), in sechs Öffnungen durch vollwandige, 20 m weit gestützte Überbauten mit hochliegender Fahrbahn (Abb. 7) und in einer Öffnung durch einen gleichen Überbau von 10 m Stützweite geschlossen. Zur Unterstützung der Überbauten dienen Holzjoche, die 6 bis 7 m über Gelände hoch sind und auf gerammten, 7 m langen Holzpfählen aufgebaut sind. Im ganzen mußten 270 Pfähle gerammt werden. Mit der Handramme wurden zwei, mit der elektrisch angetriebenen Ramme bis zu vier Pfähle an einem Tage gerammt. Die vier Fachwerk-Notbrücken sind Roth-Waagner-Brücken, ein Brückensystem, das sich im Kriege zur schnellen Wiederherstellung zerstörter Brücken ausgezeichnet bewährt hat und auch hier seine große Brauchbarkeit wieder bewiesen hat. Der an den unversehrten Teil der Rheinbrücke sich anschließende Überbau wurde zum größeren Teil auf festem Gerüst und dann wie auch die anderen Überbauten ohne Gerüst im freien Vorbau zusammengebaut (Abb. 9 u. 10). Zum Vorbau diente ein auf den Obergurten laufender, zweiarmiger Kran. Beim Vorbau wurden die Gurtungen der Hauptträger über den Pfeilern durch besondere Laschen zusammengeschlossen, die nach beendeter Aufstellung entfernt wurden, damit jeder Überbau in einen Träger auf zwei Stützen verwandelt wurde. Jeder Überbau, der 138 t wiegt und 7000 Schrauben (Abb. 10) erfordert, wurde in vier Tagen zusammengebaut, eine sehr beachtenswerte Leistung. Die anderen Überbauten wurden aus schweizerischen Behelfsbrücken, die den Österreichischen Bundesbahnen von den Schweizerischen Bundesbahnen zur Verfügung gestellt wurden, hergestellt. Sie bestehen aus vollwandigen 1,2 m hohen Blechträgern, auf denen die Schwellen unmittelbar aufliegen. Sie wurden mit den Wind- und Querverbänden auf dem anschließenden Damm zusammengebaut, an der Spitze mit einem leichten Schnabel versehen (Abb. 11), vorübergehend in der Längsrichtung zu einem durchlaufenden Träger zusammengeschlossen und dann von einer Lokomotive über die Öffnungen geschoben, wobei sie über den Stützpunkten auf fest mit diesen verbundenen Rollen liefen (Abb. 12). An den Rollböcken waren seitlich auch wagerechte kleine Rollen (Abb. 12) angebracht, die zur seitlichen Führung der Überbauten dienten. Nachdem die Überbauten in ihre endgültige Lage vorgeschoben waren, wurden sie mit Wasserdruckpressen, die unter kleinen, außen an den Hauptträgern angebrachten Konsolen (Abb. 12) faßten, von den Rollen abgehoben und nach deren Entfernung auf die Lager abgesetzt.

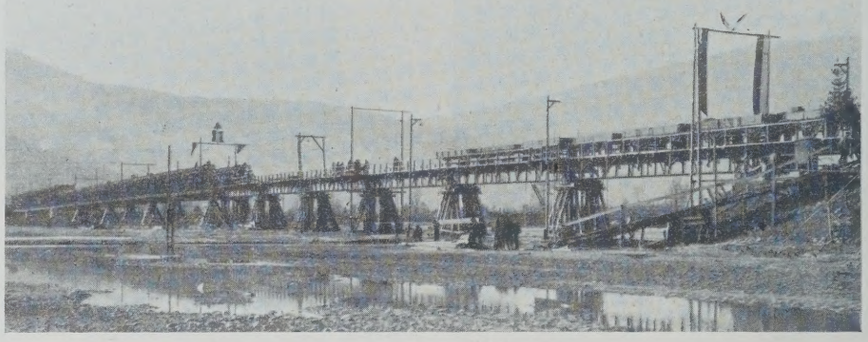


Abb. 7. Die Notbrücke.

Mit den Arbeiten wurde am 10. Oktober 1927 begonnen, am 15. November waren sie in der Hauptsache beendet. Durchschnittlich waren 280 bis 300 Mann auf der Baustelle beschäftigt.

3. Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Aarekanal bei Brügg aus Si-Stahl.

Angeregt durch die Ausführungen von Brücken der Deutschen Reichsbahn in Si-Stahl haben sich auch die Schweizerischen Bundesbahnen

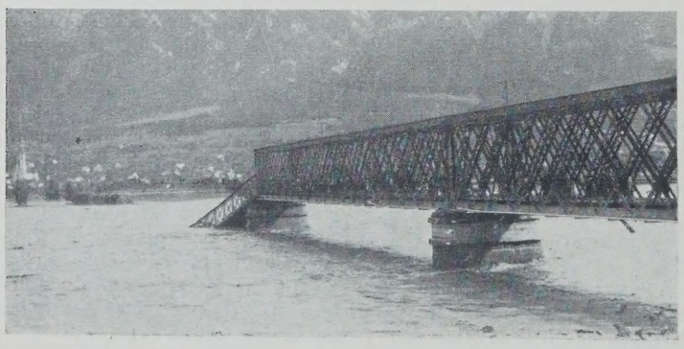


Abb. 6. Die teilweise zerstörte Rheinbrücke bei Buchs.

Abb. 8. Die Fachwerküberbauten der Notbrücke.

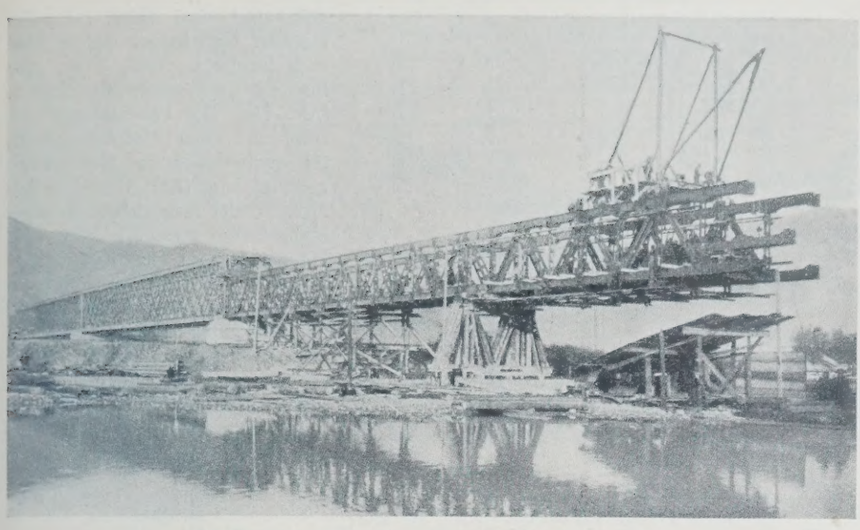


Abb. 9. Zusammenbau der Fachwerküberbauten.

entschlossen, die Verwendung dieses neuen Brückenbaustoffes zu erproben. Sie bauen gegenwärtig die eingleisige Eisenbahnbrücke über den Aarekanal bei Brügg aus Si-Stahl. Die Brücke hat fachwerkartige, über zwei Öffnungen durchgehende Hauptträger von der in der Abb. 13 dargestellten Form. Die Stützweite mißt in jeder der beiden Öffnungen 55 m. Das Eisengewicht des Überbaues beträgt 300 t. Die Ausführung der Brücke

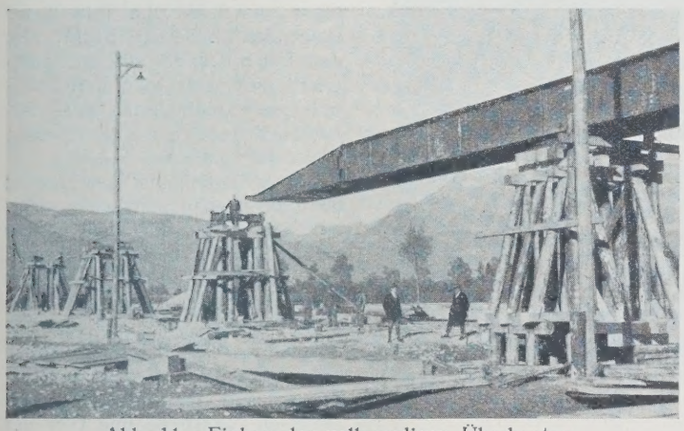


Abb. 11. Einbau der vollwandigen Überbauten.

liegt in den Händen der Eisenkonstruktionswerkstätten von C. Wolf & Cie. in Nidau bei Biel, die von den Dipl.-Ing. Béguin und Bohnenblust geleitet werden. Der Si-Stahl wurde von de Wendel in Elsaß-Lothringen und von der Burbacher Hütte geliefert. Ich hatte Gelegenheit, mir das Material und die Werkstattarbeiten eingehend anzusehen und mich mit den oben genannten Leitern der Werkstätten, Meistern und Arbeitern über die Erfahrungen bei der Verarbeitung des Si-Stahles zu unterhalten. Der Baustoff ist durchaus einwandfrei und gleichmäßig. Bei der Bearbeitung ergaben sich keine Überraschungen. Überlappungen kamen nicht vor. Die Leiter der Werkstätten erklärten dagegen, daß bei St 37 von ihnen öfter Überlappungen festgestellt wären. Der Baustoff erfüllte bei den Güteprüfungen die Bedingungen, denen die Vorschriften der Deutschen Reichsbahn zugrunde lagen, glatt. Ganz besonders sei hervorgehoben, daß Breiteisen von 20 mm Dicke Streckgrenzen nicht unter 36,2 kg/mm² bei 55,5 kg/mm² Zerreißfestigkeit aufwiesen. Nach den übereinstimmenden Aussagen aller Beteiligten war ein nennenswerter Mehrverbrauch an Kraft beim Bohren, Sägen und Schneiden nicht festzustellen. Die Arbeiter erklärten sogar, daß sich der Si-Stahl leichter bohre als St 37. Mit einem einzigen Bohrer der Firma Günther in Frankfurt a. M. waren bereits 200 lfd. m gebohrt, der Bohrer war noch so gut erhalten, daß er für weitere 200 lfd. m ausreichte. Das Nieten bereitete keine Schwierigkeiten, Risse in den Nietköpfen wurden nicht festgestellt. Die Arbeiten mit dem Preßluftmeißel waren allerdings schwieriger als bei St 37. Unzugängliche Fugen, die bei der Unterhaltung Schwierigkeiten machen könnten, wurden zugeschweißt. Auch die Schweißarbeiten, bei denen umhüllte Elektroden verwendet wurden, gingen glatt vonstatten. De Wendel lieferte zum ersten Male Si-Stahl. Nach zwei kleinen Vorversuchen ist es diesem Stahlwerk gelungen, einen einwandfreien Si-Stahl herzustellen. Wenn de Wendel so schnell, ohne Erfahrungen zu besitzen, einen guten Si-Stahl liefern und die kleine, aber gut und zielbewußt geleitete Brückenbauanstalt von C. Wolf & Cie. gleich beim ersten Versuch die Arbeiten für eine Si-Stahl-Brücke ohne Schwierigkeiten durchführen konnte, so werden unsere großen Stahlwerke und unsere großen erfahrenen Brückenbauanstalten erst recht Si-Stahl anstandslos liefern und bearbeiten können.

Wir sollten mit allen Kräften die Herstellung und Verwendung des Si-Stahles fördern; wir haben in dem Si-Stahl einen idealen Baustoff für große Brücken, mit dem unsere Eisenbauanstalten im Auslande wieder

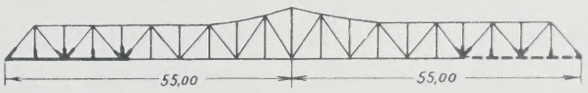


Abb. 13. Eisenbahnbrücke über den Aarekanal bei Brügg.

wettbewerbsfähig werden können. Das Ausland bringt unserem deutschen Si-Stahl großes Interesse entgegen. Die Sowjet-Union will große Eisenbahn- und Straßenbrücken über den Dnjepr in Si-Stahl bauen, die ostchinesischen Bahnen haben Eisenbahnbrücken in Si-Stahl in Auftrag gegeben, und nach zuverlässigen Mitteilungen angesehener deutscher Fachleute, die Amerika kürzlich besucht haben, erkennt man in Amerika unseren deutschen Si-Stahl als den für große Brücken besten Baustoff der Welt an. Es wäre kurzsichtig, wenn wir angesichts dieser Tatsachen nicht alles tun würden, um dem Si-Stahl zum Siege zu verhelfen.

4. Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Aare in Olten.

Die Schweizerischen Bundesbahnen haben kürzlich in Olten eine alte abgängige Brücke durch einen eisernen Überbau ersetzt, dessen Hauptträger vollwandig sind, über drei Öffnungen mit rd. 35 m Stützweite durchlaufen und ebenso wie das Gleis nach einem Halbmesser von 305 m

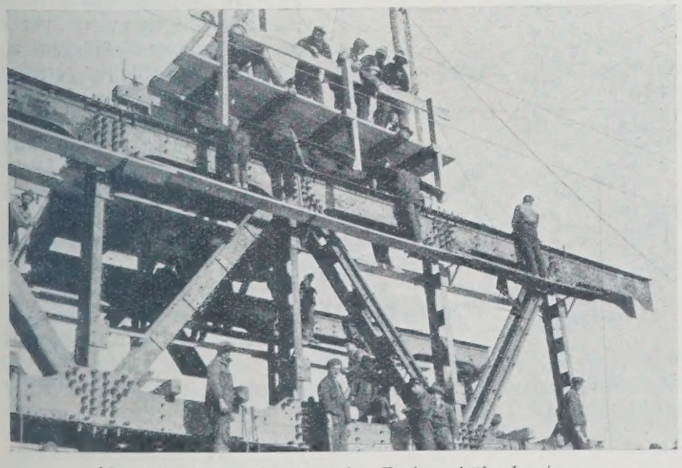


Abb. 10. Freier Vorbau der Fachwerküberbauten.

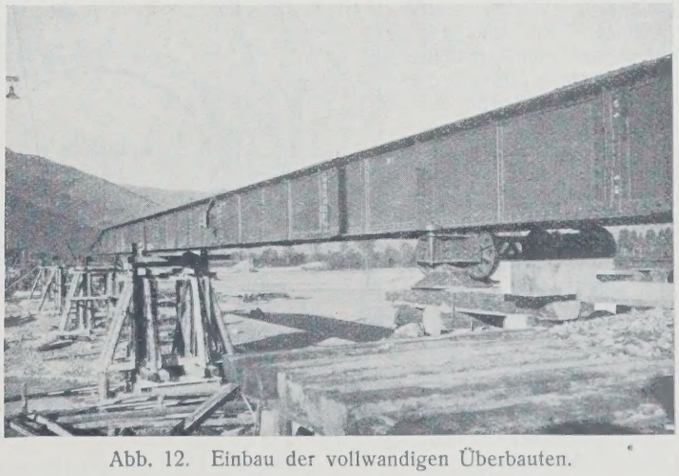


Abb. 12. Einbau der vollwandigen Überbauten.

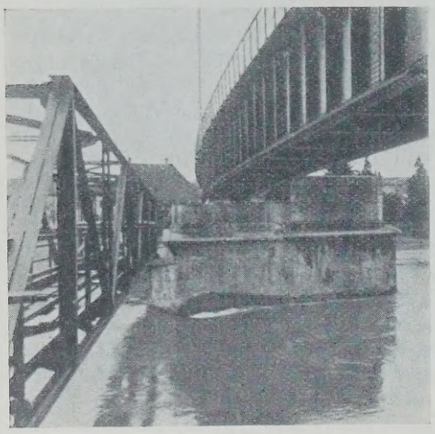


Abb. 14. Aarebrücke in Olten.

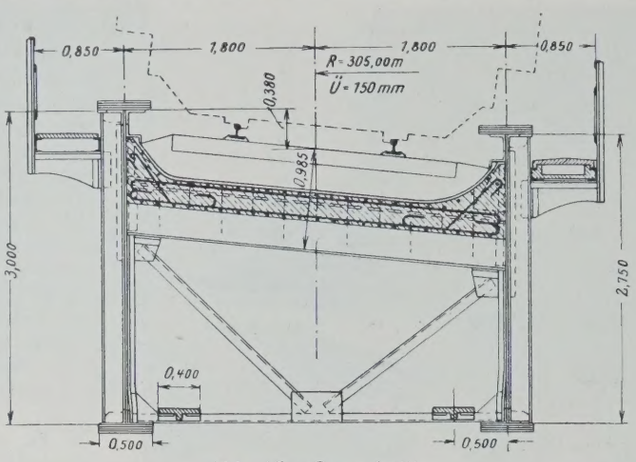


Abb. 15. Querschnitt.

gekrümmt sind (Abb. 14). Die äußeren Hauptträger haben eine Stegblechhöhe von 3 m, die inneren eine solche von 2,75 m (Abb. 15). Die Fahrbahntafel besteht aus einer Eisenbetonplatte, die von eisernen Querträgern gestützt wird (Abb. 15). Die Anordnung der Hauptträger in einer Krümmung verteuert zwar die Herstellung der Hauptträger, verbilligt aber die Fahrbahnkonstruktion und gibt vor allem ein äußerst befriedigendes Brückenbild, das im vorliegenden Falle leider durch eine tiefer liegende öffentliche, von der Stadt Olten erbaute Fußgängerbrücke stark beeinträchtigt wird.

Seeflughalle des Hanseatischen Flughafens auf dem Priwall bei Travemünde.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaudirektor **Leo**, Hamburg.

Vorgeschichte. In dem stark angewachsenen deutschen Flugverkehr (Lufthansa: 1926 6,1 Mill. km rd. 56 000 Personen, 1927 9,2 Mill. km rd. 102 000 Personen, also Anwachsen rd. 50 %) spielte der Wasserflugverkehr bisher noch eine geringe Rolle. Alle Anzeichen deuteten aber in den letzten Jahren darauf hin, daß gerade dem Wasserflugverkehr wegen der Möglichkeit der Überwindung großer Entfernungen und damit der Ausnutzung des Vorzuges des Flugverkehrs — der großen Geschwindigkeit — eine starke und schnell steigende Bedeutung zukommt. Es war daher an der Zeit, daß man sich in Deutschland mit der Frage der Anlage von Wasserflughäfen an verschiedenen Stellen beschäftigte und geeignete Plätze für kombinierte Land- und Wasserflughäfen in verkehrstechnisch günstiger und geschützter, im Winter eisfreier Lage und mit ausreichender Wassertiefe für die tiefgehenden größeren Wasserflugzeuge suchte.

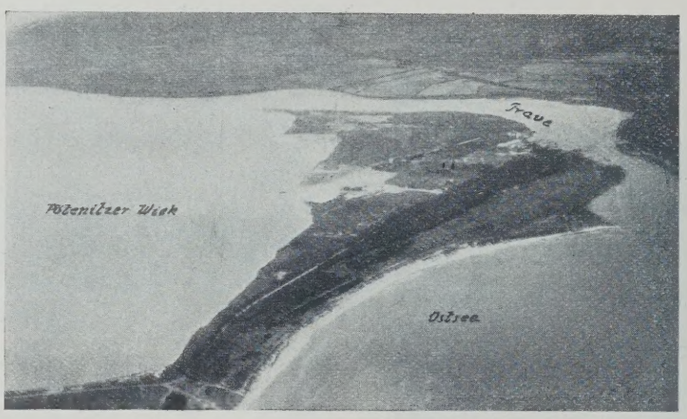


Abb. 1. Der Priwall aus der Vogelschau.

Hamburg wäre als Mittelpunkt des unterelbischen Wirtschaftsgebietes, wegen seiner Lage im internationalen Verkehrsnetz sowie wegen der Nähe der See für die Anlage eines Seeflughafens an sich sehr geeignet gewesen; die bei der heutigen Entwicklung des Seeflugverkers für einen Seeflughafen noch erforderliche große Rollänge von 1500 bis 2000 m und der lebhafte Schiffsverkehr in der Elbe erschwerten aber hier die Bereitstellung einer geeigneten Fläche. So vereinigte sich Hamburg mit seiner hanseatischen Schwesterstadt Lübeck sowie mit dem Reiche auf Lübecks Vorschlag, um gemeinsam auf einer besonders geeigneten Fläche des lübeckischen Staatsgebietes, dem Priwall, mit den dafür zunächst bereitgestellten Mitteln von nur rd. 1 Mill. R.-M. einen Seeflughafen zu errichten.

Lage und Anordnung des neuen Flughafens. Der Priwall, eine durch die Trave von Travemünde getrennte, mit dem Gebiete Mecklenburgs im Osten verbundene Halbinsel (Flugaufnahme Abb. 1 und Lageplan Abb. 2) — von Lübeck mit der Bahn, auf der guten Landstraße von 20 km Länge und im Flugzeug von Hamburg in rd. $^1/_2$ Stunde erreichbar — wird im Süden vom Pötenitzer Wiek begrenzt; dieser See bietet einen geschützten Hafen von über 5 m Wassertiefe und der notwendigen Rollänge. Aber auch von der allerdings nur flach zum Priwall ansteigenden Lübecker Bucht, also der freien Ostsee aus ist, wenn erforderlich, eine gute Verbindung mit dem kombinierten See- und Landflughafen auf verschiedene Weise zu schaffen.

In unmittelbarem Anschluß an den vorhandenen, inzwischen weiter ausgebauten Landflughafen ist der Seeflughafen (Abb. 2) so entworfen und angelegt, daß vom Verwaltungsgebäude aus eine für Land- und Seeflugverkehr gemeinsame polizeiliche, zoll- und flugtechnische Abfertigung der Fahrgäste stattfinden kann. Im Osten sollen sich zwischen Landstraße und Ufer des Pötenitzer Wieks die als Ausbesserungs- und Bergehallen nötigen Seeflughallen entwickeln.

Nach gemeinsamem Programm und nach dem hamburgischerseits gemäß den Erfahrungen auf dem Hamburg-Fuhlsbütteler Flughafen aufgestellten Entwurf ist zunächst eine solche Halle mit einem Kostenaufwande von rd. 650 000 R.-M. erbaut; sie möge nachstehend kurz behandelt werden, während die Gesamtanlage des kombinierten Land- und Seeflughafens mit den zugehörigen von Lübeck ausgeführten Anlagen an anderer Stelle erörtert werden wird.

Abb. 2. Lageplan des Hanseatischen Flughafens Lübeck-Travemünde.

Allgemeine Anordnung und Ausbildung der Seeflughalle. Wie bei den Fuhlsbütteler Hallen sind die Bureau-, Lager- und Werkstatträume der Fluggesellschaft, nebst Kantinen und Waschräumen für eine Belegschaft von etwa 160 Mann seitlich von der Halle angeordnet, und zwar an einer Seite der Halle; die andere östliche Seite erhält nur einen seitlichen turmartigen Anbau, der den Zweck erfüllt,

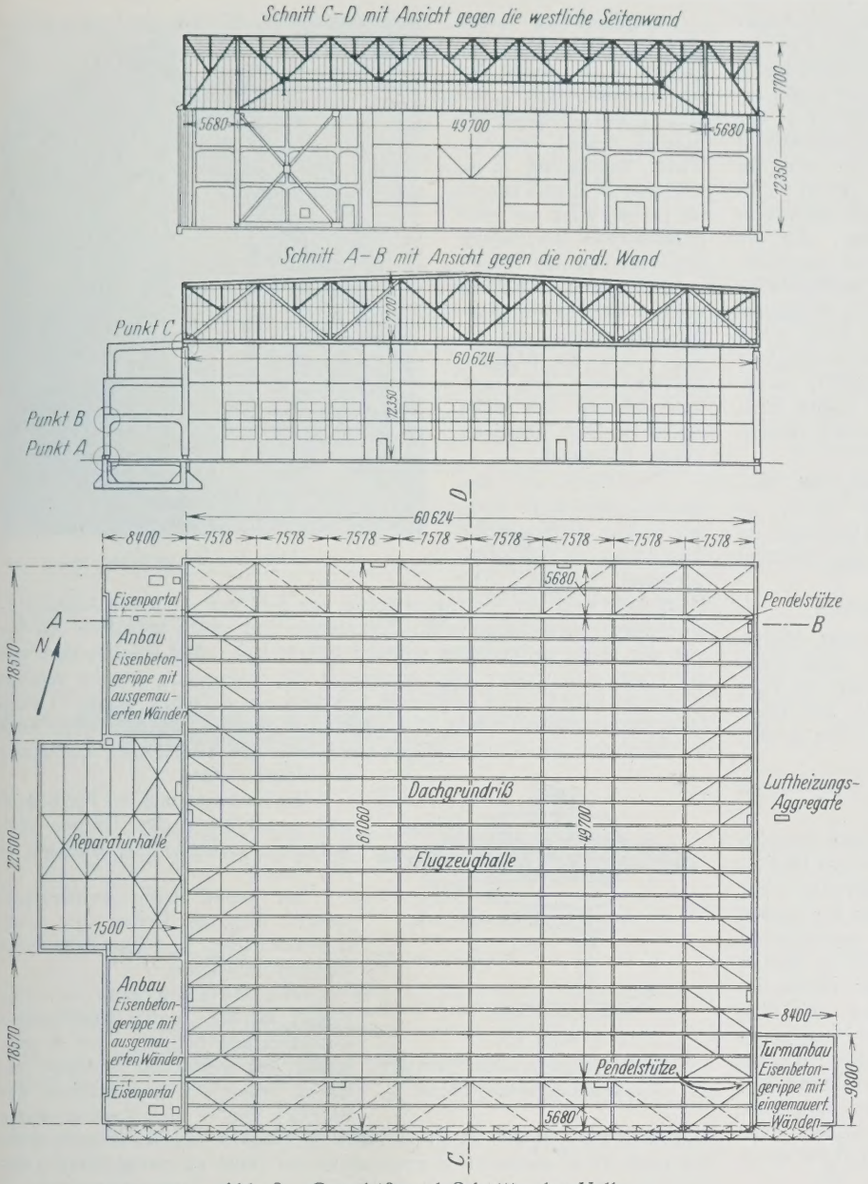


Abb. 3. Grundriß und Schnitte der Halle.

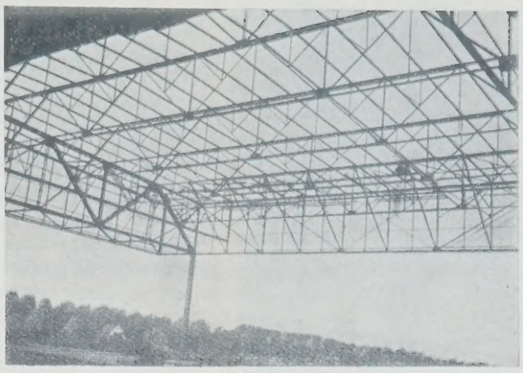


Abb. 4. Pendelsäule.

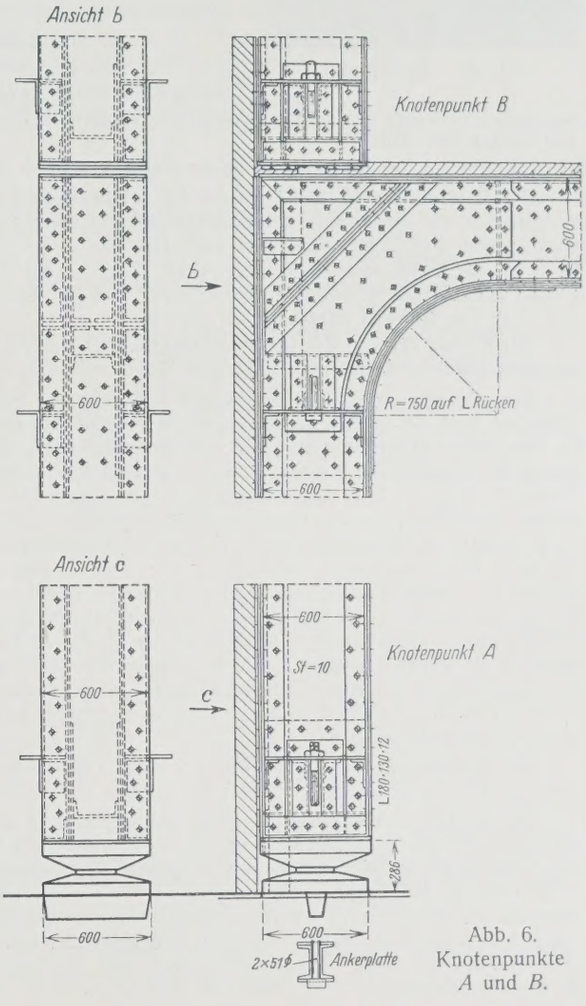


Abb. 6. Knotenpunkte *A* und *B*.

einen guten architektonischen Abschluß zu bilden und den geöffneten Toren einen sicheren Halt zu bieten. Auch in ihm sind Räume für die Flughafenverwaltung untergebracht.

Die Grundfläche der Halle wurde mit 60 × 60 m so bemessen, daß vier Flugzeuge, z. B. vom Typ des Dornier-Superwal (26,5 × 28,5 m), mit Flügeln gleichzeitig untergebracht werden können. Bei der Bemessung der lichten Torhöhe von 12 m wurde davon ausgegangen, daß auf Slipwagen montierte Flugzeuge mit einem gewissen Spielraum für ihre weitere Entwicklung in die Höhe durch die Toröffnung bequem hindurchgehen können. Auf Anordnung von Stützen in der Toröffnung wurde wie bei Halle B in Fuhlsbüttel verzichtet, um die Bewegung der ein- und ausfahrenden Flugzeuge nicht zu beschränken.

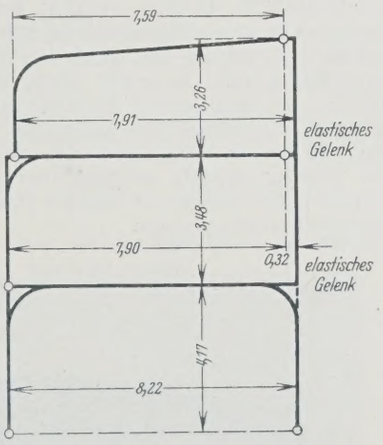


Abb. 5.
Systemskizze der 2 Rahmen.

An der östlichen und auf der nördlichen rückwärtigen Seite der Halle wurde die Möglichkeit geschaffen, die jetzt eingebauten, aus Eisen und Stein gebildeten Fachwerkwände herauszunehmen und, wenn später erforderlich, eine Erweiterung der Halle nach Osten und nach Norden eine Ein- und Ausfahrt einzurichten.

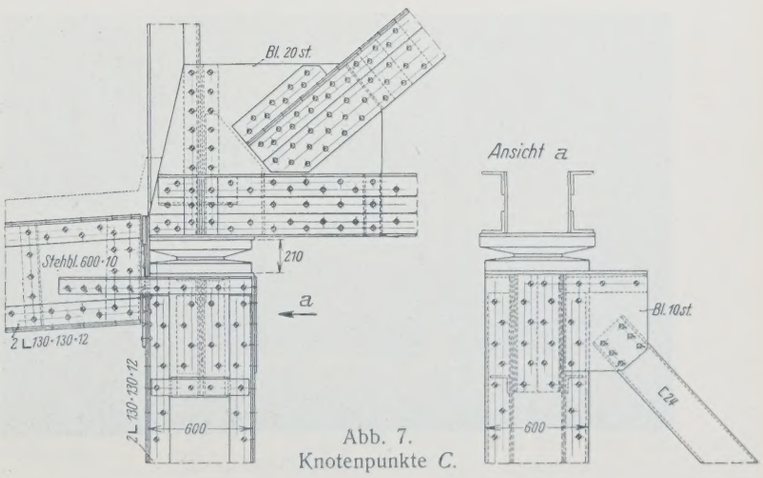


Abb. 7.
Knotenpunkte *C*.

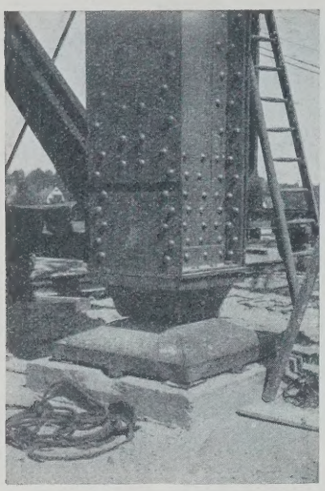


Abb. 8. Stützenfuß.

System und Eisenkonstruktion der Halle (Abb. 3). Um die Halle nach Westen und Süden später öffnen zu können, wurden die angeordneten zwei Hauptbinder an der Ostseite durch Pendelstützen (Abb. 4) unterstützt, während sie auf der Westseite mit ihren festen Auflagern auf zwei schweren Stockwerkrahmen gelagert wurden, die die gesamten vom Winddruck herrührenden seitlichen Kräfte aufzunehmen haben. Einer besonderen Pfahlgründung bedurfte es bei dem guten sandigen Baugrunde, dem bis 5 kg/cm² zugemutet werden konnte, nicht. Die zwei Hauptbinder tragen neun Dachbinder, auf denen die Gerberpfetten ruhen.

Von den Stockwerkrahmen wurden die beiden oberen Rahmen als Dreigelenkrahmen (zwei Gelenke, ein elastisches Gelenk), der untere Rahmen als Zweigelenkrahmen berechnet und ausgebildet (Abb. 5).

Einzelheiten der Konstruktion gehen aus Abb. 6 bis 8 hervor.

Als Baustoff wurde St 37 verwendet. Das Gewicht der Hauptkonstruktion der Halle, d. h. der Eisenkonstruktion der Halle nebst Fachwerkwänden und Stockwerkrahmen und ohne die Tore beträgt rd. 410 t (d. s. rd. 114 kg/m² der Halle gegenüber 72 kg/m² bei der 30 × 60 m großen Halle A mit Mittelstütze und 97 kg/m² bei der 40 × 80 m großen mit St 48 ausgeführten Fuhlsbütteler Halle B).

Die Kosten der von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, ausgeführten Eisenkonstruktion betragen rd. 175 000 R.-M.

Die Torkonstruktion wurde mit Rücksicht auf größte Betriebssicherheit trotz der großen Abmessungen so gewählt wie bei der Halle B in Hamburg-Fuhlsbüttel (vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 22). Nur wurde die Konstruktion insofern verbessert, als der Anschlag der großen Stoßkräfte wegen nicht durch Holzleisten, die leicht bei exzentrischen Stößen zersplittern, sondern durch Stahlfedern geschah; außerdem können noch — falls es erforderlich werden sollte — Gummipuffer angeordnet werden. Die konstruktive Ausbildung der Tore geschieht nach dem System der ausführenden Firma (August Schwarze, Deutsche Metalleisen-Werke Brackwede) durch Stahlrahmen und eingenietete gepreßte Bleche. Für die oberen Führungsrollen wurden wieder die Rollen des Breestschen Patentes Nr. 306 416 gewählt. Die Bewegung der Tore, die insgesamt rd. 40 t wiegen, ist von Hand schwierig; sie wird mechanisch oder elektrisch durch eine Winde und ein oben an den Toren befestigtes (endloses) Seil bewirkt werden.

Die Anordnung der Tore sowie die Außen- und Innenansicht der Halle gehen aus Abb. 9 bis 11 hervor.

Die kittlose Verglasung (Abb. 12). Hierfür wurde die neue Sprosse der Firma G. Zimmermann, Stuttgart, verwandt, die Elzet-Sprosse. Durch die stärkeren Abmessungen der am meisten dem Rosten ausgesetzten Teile und die Möglichkeit, die Sprosse auch ohne Herausnehmen der Scheiben gut streichen zu können, soll die Unterhaltung erleichtert und die bei den üblichen Formen schnelle Abgängigkeit verringert werden. Der unmittelbar unter den Scheiben liegende Eisenteil wird durch Ruberoid geschützt.

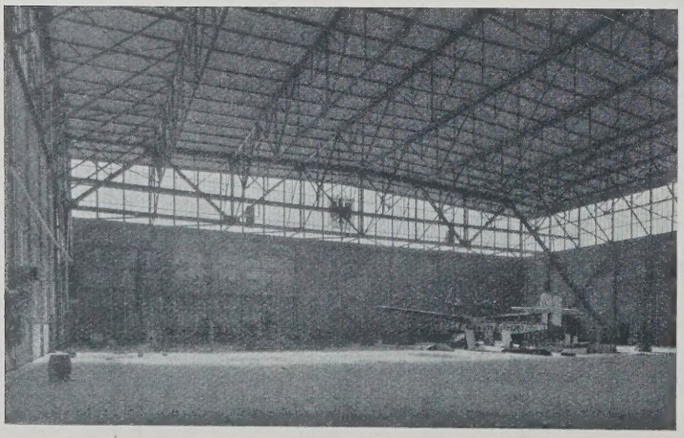


Abb. 10. Innenansicht.

Eindeckung der Halle. Das Dach der großen Halle sowie der Ausbesserungshalle besteht aus Hohlsteinen System Eisag; das Gewicht beträgt für 1 m² ungefähr 60 bis 65 kg; es ist großer Wert auf eine einwandfreie Befestigung der Decke an den Pfetten gelegt worden, da durch Wind nach den bisher gemachten Erfahrungen ein Sog von 60 bis 70 kg/m² auftreten kann. Die Dachhaut besteht aus einer einfachen Lage teerfreier Pappe (Ruberoid).

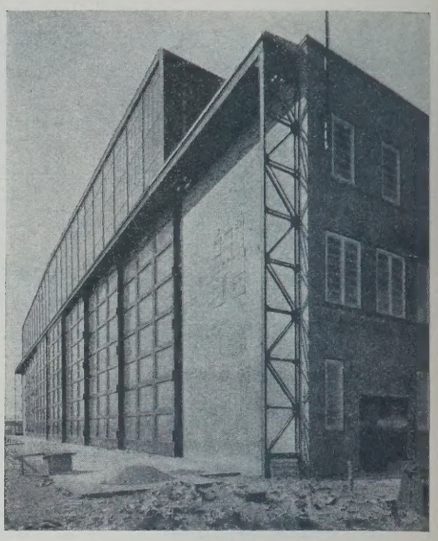


Abb. 9. Toransicht.

Der Fußboden der Halle. Besondere Sorgfalt mußte auch auf die Ausbildung des Fußbodens verwandt werden. Die Haupthalle wird in ihrer ganzen Breite von Schienen — in 5 m Abstand — durchzogen, diese kreuzen die Torschienen und setzen sich dann auf der vor der Halle befindlichen schiefen Ebene fest. Auf ihnen rollen von der Halle zum Wasser und umgekehrt die Slipwagen, die die Wasserflugzeuge tragen. Der Fußboden zwischen den Schienen wurde in sorgfältig hergestelltem Gefälle 15 cm hoch aufbetoniert und kann später noch mit Klinkern zum Schutze gegen chemische und mechanische Zerstörung abgedeckt werden.

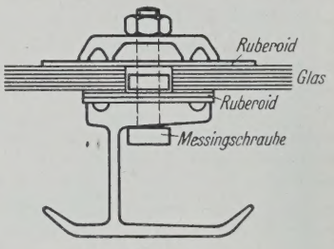


Abb. 12.
Die verwendeten Elzet-Sprossen mit Walzeisendeckschiene.

Die Entwässerung des Fußbodens und der Flächen des Daches usw. geschieht durch Tonrohrleitungen in den Priwall.

Der unter dem Grundwasserspiegel liegende Keller des westlichen Anbaues wird künstlich durch Pumpen entwässert.

Die Heizungsanlage. Die Kessel für die Zentral-Niederdruck-Dampfheizung befinden sich in dem Keller des westlichen Anbaues; sie haben neben der Entwässerung der Bureau-, Lager- und Kantinenräume auch noch die Aufgabe, die große Halle zu erwärmen, und zwar auf + 8 ° C bei etwa 15 ° C Kälte. Die Erwärmung der Halle geschieht durch Luftheizungsapparate (System Prof. Junkers), die, an neun Stellen (vergl. Abb. 3) angebracht, die heiße Luft in die Halle treiben. Besonders wichtig waren nach dem Plan der ausführenden Firma (Ottensener Eisenwerk A.-G.) die beiden über den Toren angebrachten Apparate, die dort mit einem Wärmeschleier die kalte Luft abhalten. Diese Anordnung hatte sich auch bei der Halle B in Hamburg bewährt; bei 15 ° C Kälte in diesem Winter konnte dort eine durchschnittliche Innentemperatur von + 9 ° C erreicht werden. Allerdings darf nicht verschwiegen werden, daß die Kosten der Heizung einer so großen Halle mit den weiten Tor- und Fensterflächen, die einen großen Wärmeverlust bedingen, recht erheblich sind; allein für die Halle wurden in Hamburg an dem oben erwähnten kältesten Tage 16 Zentner Koks verbraucht. An weniger kalten Tagen läßt sich die Heizung dadurch wirtschaftlicher gestalten, daß die Motoren der Apparate alle einzeln zu schalten sind und auch noch auf halbe Last geschaltet werden können.

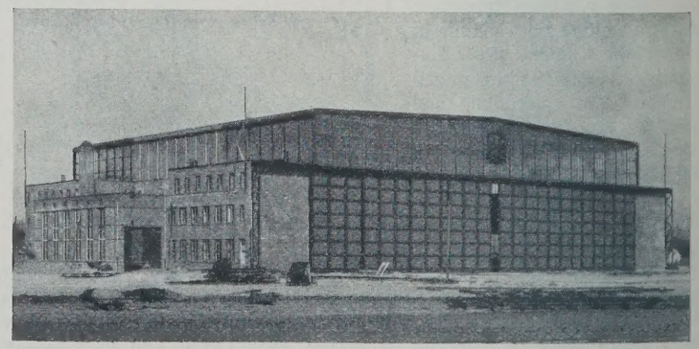


Abb. 11. Außenansicht.

Architektonische Ausbildung der Halle. Für die von Herrn Oberbaudirektor Dr. Schumacher, Hamburg, behandelte architektonische Gestaltung der Halle ist die Anordnung der senkrechten seitlichen Fensterwände der Halle kennzeichnend, durch die eine hohe, gute Tagesbeleuchtung erzielt wurde. — Die Beton- und Mauerfläche des westlichen Anbaues, des kleinen östlichen turmartigen Anbaues und der Halle sind an den Außenwänden mit Bockhorner Klinkern verblendet.

Ausführung. Die ungünstige Witterung des letzten Winters hat den im Mai 1927 begonnenen Bau so verzögert, daß er erst im März d. J. fertiggestellt werden konnte.

Schlußbemerkung. An dem Entwurf der Halle sowie ihrer konstruktiven Durchbildung waren in erster Linie die Herren Baurat Uplegger und Diplomingenieure Horn und Peschges vom Ingenieurwesen Hamburg beteiligt, die auch den ersten Entwurf des kombinierten Flughafens mit dem Verfasser und mit der Lübecker Wasserbaudirektion bearbeitet haben.

Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen an Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat Dipl.-Ing. **Julius Oelschläger**, Wismar a. d. Ostsee.

Für die Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen an Brücken sind viele Apparate gebaut, die oft weit auseinandergehende Ergebnisse liefern. Von den in Abb. 1 bis 3 wiedergegebenen Diagrammen ist das oberste mit einem Instrument aufgenommen, das den später entwickelten Bedingungen für die Aufnahme von Schwingungen und dynamischen Spannungen entspricht; das mittlere arbeitet in annähernder

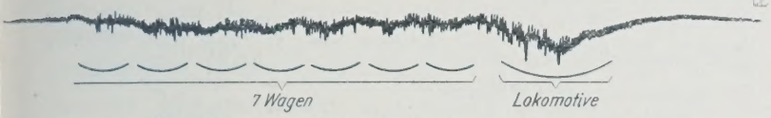


Abb. 1. Dynamische Spannungen, wenn die Eigenfrequenz höher als die Frequenz der untersuchten Schwingung ist.

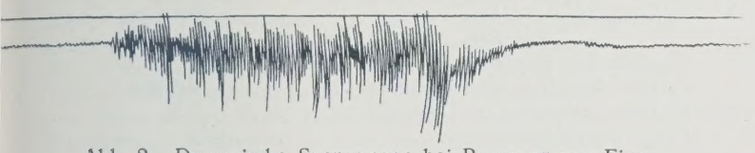


Abb. 2. Dynamische Spannungen bei Resonanz von Eigenschwingungen des Instruments und untersuchten Schwingungen.

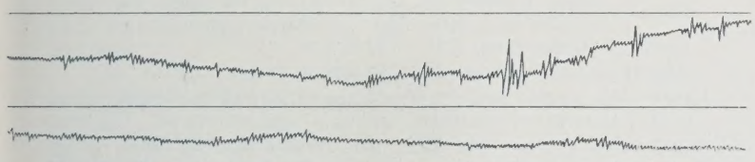


Abb. 3. Dynamische Spannungen, wenn Eigenfrequenz des Instruments niedriger als die Frequenz der untersuchten Schwingung ist.

Resonanz mit den Schwingungen, das unterste ist ein Diagramm, bei dem die Eigenfrequenz des Meßinstruments unter der Frequenz der auftretenden Schwingungen lag. Aus dem Vergleich ersieht man, daß sowohl die Frequenz als auch die Amplitüde, die ein Maß der dynamischen Spannung darstellt, in allen drei Fällen verschieden wird. Die üblichen Instrumente haben Eigenfrequenzen zwischen 90, 1750 und über 18 000 in der Minute. Daraus erklären sich schon im voraus die Unterschiede der Ergebnisse.

Ist M eine Masse, die harmonische Schwingungen mit dem Ausschlag $a_k \sin \omega t$ macht, m eine zweite Masse, die bei dem M entsprechenden Ausschlag den Ausschlag a_m hat, wobei $M >> m$ ist, sind beide Massen durch eine elastische Kraft mit der Federkonstanten c verbunden und ist die relative Verschiebung beider Massen $a = a_m - a_k \sin \omega t$, so gilt

$$m \cdot \frac{d^2 a}{d t^2} + k \cdot \frac{d a}{d t} + c\, a = m\, a_k\, \omega^2 \sin \omega t.$$

k ist die Dämpfung, die proportional der Geschwindigkeit der Relativverschiebung ist. Die Lösung der Gleichung ergibt:

$$a = a_k \cdot \frac{\omega^2 \sqrt{m c}}{\sqrt{(\nu^2 - \omega^2)^2\, m\, c + k\, \nu^2\, \omega^2}} \cdot \sin(\omega t - \varphi)$$

$$\operatorname{tg} \varphi = \frac{\omega\, k}{(\nu^2 - \omega^2)\, m}$$

$$\nu = \sqrt{\frac{c}{m}}.$$

Letzterer Wert ist die Eigenschwingungszahl von m unter Einwirkung der Kraft c. Das in der genauen Lösung für a noch auftretende Exponentialglied ist weggelassen, da es, wie mathematische Untersuchungen lehren, keinen merklichen Einfluß auf das Ergebnis hat und weil die zu untersuchenden Schwingungen harmonisch gedämpft und nicht aperiodisch sind. Der Ausschlag der Masse m wird daher

$$a_m = a_k \cdot \sin \omega t + a.$$

Dies zeigt:

Der gegebene Ausschlag $a_k \cdot \sin \omega t$ wird bei m

1. in der Amplitüde verändert,
2. in der Phase verschoben.

Zunächst werde der Einfluß der Phasenverschiebung geprüft. Setzt man nach Frank

$$D = \frac{k}{2\sqrt{m\, c}},$$

so ergibt sich nachstehende Tabelle:

$\frac{\nu}{\omega}$	∞	100	10	5	1	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{10}$	$\frac{1}{100}$	0
$D = 0{,}5$	0	+0° 40′	+5° 50′	11° 40′	90° 0′	166° 20′	174° 10′	179° 20′	180° 0′
$D = 1$	0	1° 10′	11° 20′	22° 30′	90° 0′	157° 30′	168° 40′	178° 50′	180° 0′
$D = 2$	0	2° 20′	21° 50′	39° 50′	90° 0′	140° 10′	158° 10′	177° 40′	180° 0′

Mit zunehmender Dämpfung steigt also die Phasenverschiebung bei Werten $\frac{\nu}{\omega} < \approx 5$ sehr stark. Da die Schwingungsmeßinstrumente aus dünnen Hebeln bestehen und besondere Dämpfungsvorrichtungen, da ja gerade die Schwingungen klar hervortreten sollen, vermeiden müssen, so ist die Dämpfung D und k sehr klein, praktisch meist unter $D = 0{,}5$. Damit kann die Phasenverschiebung in den meisten Fällen vernachlässigt werden, wenn $\frac{\nu}{\omega} > \approx 5$ bis 4 ist.

Sofern man die Dämpfung vernachlässigen kann, wird mit $k = 0$ der Wert

$$a_m = a_k \cdot \frac{\nu^2}{\nu^2 - \omega^2} \cdot \sin \omega t.$$

Mit dem Werte $\omega t = \frac{\pi}{2}$ erreicht a_m einen Höchstwert; es ergibt sich

$$\frac{\nu}{\omega} = \infty \quad 100 \quad 10 \quad 5 \quad 4 \quad 2 \quad 1 \quad \frac{1}{2} \quad \frac{1}{10} \quad \frac{1}{100}$$

$$\frac{a_m}{a_k} = 1 \cdot \frac{10\,000}{9999} \quad \frac{100}{99} \quad \frac{25}{24} \quad \frac{16}{15} \quad \frac{4}{3} \quad \infty \quad -\frac{1}{3} \quad -\frac{1}{99} \quad -\frac{1}{9999}.$$

Die Tabelle lehrt folgendes:

Für Werte $\frac{\nu}{\omega} > 4$ wird der von m gemachte Ausschlag $a_m < 1{,}067\, a_k$ d. h. der ursprüngliche Schwingungsausschlag a_k zeigt sich bei m mit einer Vergrößerung von weniger als 6,7 %. Dieses Maß kann praktisch in Kauf genommen werden; es entspricht der Aufzeichnung in Abb. 1.

Wird $\frac{\nu}{\omega} = 1$, so ergäbe sich $a_m = \infty$. Da jedoch immer Dämpfung vorhanden ist, so wird a_k stark vergrößert, wie Abb. 2 zeigt.

Wird $\frac{\nu}{\omega} < 1$, so nähert sich bei Werten $\frac{\nu}{\omega} < \frac{1}{2}$ a_m mehr und mehr einer Geraden, was aus Abb. 3 ersichtlich. Zwischen $\frac{1}{2} < \frac{\nu}{\omega} < 1$ ergibt sich ein ganz kleines Gebiet, bei dem brauchbare Werte a_m erhalten werden könnten. Graphisch ist vorstehendes Ergebnis in Abb. 4 dargestellt.

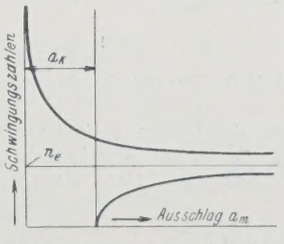


Abb. 4. Diagramm der Ausschläge bei verschiedenem Verhältnis $\frac{\nu}{\omega} = \frac{n_e}{n}$.

Damit ergibt sich für alle Meßinstrumente, die Schwingungen und dynamische Spannungen anzeigen oder registrieren sollen, grundsätzlich für weitgehenden praktischen Gebrauch die Bedingung, daß die Eigenschwingungszahl mindestens das Vierfache der zu prüfenden Schwingungszahl betragen muß.

Da nun bei Brückenuntersuchungen minutliche Schwingungen von über 7000 auftreten können, so scheiden die Instrumente mit 90 und 1750 hier aus. Das Instrument mit 18 000 Eigenschwingungen

in der Minute ist der Vibrograph und der Spannungsmesser von Dr.-Ing. J. Geiger, der durch Sonderanordnung zur Registrierung von Schwingungszahlen über 60 000 in der Minute gebracht werden kann.

Vorstehende Bedingung ist nicht nur vom Geber zu erfüllen, sondern gilt in gleicher Weise auch vom Empfänger, also insbesondere vom Schreibzeug. Abb. 5 stellt schematisch die allgemeine Anordnung, Abb. 6

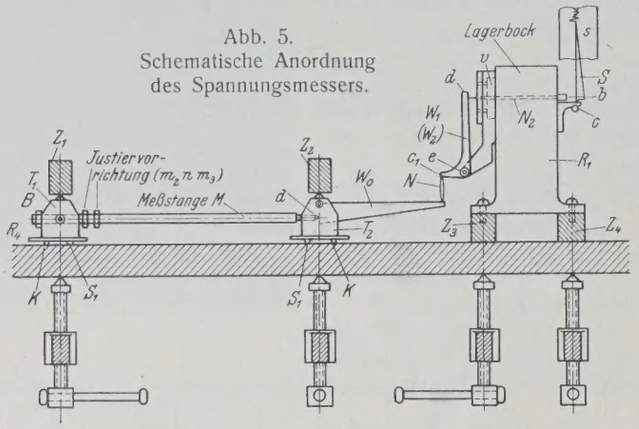


Abb. 5. Schematische Anordnung des Spannungsmessers.

die praktische Anordnung des Geigerschen Spannungsmessers für Brückenuntersuchungen dar. Der Empfänger besteht aus Meßstange M, die bei T_1 nach allen Seiten drehbar gelagert ist und die Justiervorrichtung $m_2\, n\, m_3$ besitzt. Bei T_2 wird die Spitze d der Meßstange in den Winkelhebel W_0 geleitet. Das andere Ende von W_0 greift durch die Nadel N den Winkelhebel W_1 an, der durch Auswechslung eine andere Übersetzung (W_2) erhalten kann. W_1 drückt durch die Nadel N_2 auf den Schreibhebel S des Empfängers; seine Spitze s schreibt auf das Diagrammpapier, das durch ein Gehwerk betätigt wird. Die Geschwindigkeit des Diagrammpapiers ist in weiten Grenzen, 0,2 bis 10 m/Min., veränderlich. Zwecks Auswertung der Diagramme wird, wie Abb. 7 zeigt, noch eine elektromagnetische Zeitmarkierung benutzt. Außer dieser ist noch eine zweite Markierung möglich, die von Hand oder selbsttätig wichtige Punkte auf dem Diagrammpapier verzeichnet.

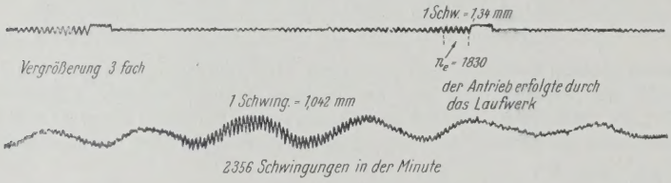


Abb. 7. Bestimmung der Schwingungen für Zeitmarkierung und Diagrammm.

Die Länge einer Sekunde zwecks Feststellung der Schwingungen wird auf folgende Weise bestimmt. Zunächst wird mit beliebiger Papiergeschwindigkeit durch ein Sekundenpendel oder von Hand nach jeder Sekunde ein Zeichen gegeben, wodurch ein Schreibstift mit einer Blattfeder von einem kleinen Elektromagneten angezogen und freigegeben wird. Darauf wird aus verschiedenen Messungen die Länge einer Sekunde, z. B. zu 54,9 mm, bestimmt. Ist die Länge von zehn Federschwingungen hierbei 18 mm, so ist die Zahl der Federschwingungen in der Minute

$$n_e = \frac{54{,}9 \cdot 10}{18} \cdot 60 = 1830.$$

Läuft nun das Instrument zur Aufnahme von Diagrammen, so läßt man, unabhängig von der Zeit, die Feder beliebig schwingen. Man bestimmt dann beispielsweise fünf Schwingungen derselben zu 6,7 mm. Dann ist die Länge einer Sekunde des Diagramms

$$l = \frac{1830}{60} \cdot \frac{6{,}7}{5} = 40{,}9 \text{ mm}.$$

Diese Länge, auf das Diagramm übertragen, ergibt 39,3 Schwingungen in der Sekunde oder 2358 Schwingungen in der Minute, wobei an dieser Stelle eine Schwingung = 1,042 mm wird.

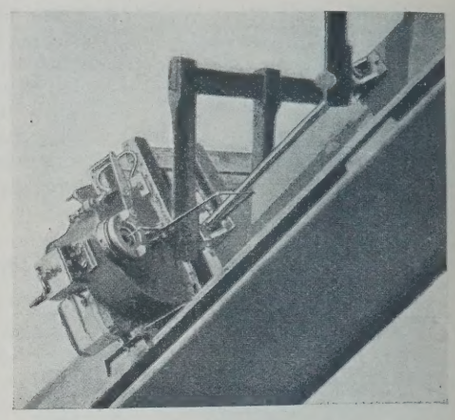


Abb. 6. Aufstellung des Spannungsmessers an einer Brücke.

Die wirkliche Länge der Veränderung der Meßstrecke wird durch das Hebelübersetzungsverhältnis bestimmt. Es kann entweder rechnerisch oder durch Versuch festgelegt werden und schwankt für derartige Untersuchungen zwischen 60 bis 680.

Im nachstehenden seien einige Diagramme wiedergegeben, die bei Untersuchungen an der neuen Elbbrücke[1]) zwischen Hamburg und Harburg vorgenommen wurden. Zunächst ist in Abb. 8 ein Stück des Spannungsdiagramms an einem unteren Windverbande im 6. Felde von Hamburg aus gerechnet, beim Befahren eines D-Zuges nach Hamburg mit 10 Wagen und etwa 25 km/Std. Geschwindigkeit wiedergegeben. Die Auswertung ergibt folgendes:

Federschwingungen der Zeitmarkierung . .	3000/Min.
Sekundenlänge des Diagramms $\frac{3000 \cdot 10}{60 \cdot 16} =$	31,25 mm
Schwingungen i. d. Sek.	25,4
„ i. d. Min.	1524
Vergrößerung durch Hebel	360
Größter Ausschlag im Diagramm	6,8 mm
Kleinster Ausschlag im Diagramm	2,3 „
Länge der Meßstange	310 „

Größte Dehnung $\varepsilon_1 = \frac{6{,}8}{310} \cdot \frac{1}{360} = 6{,}152 \cdot 10^{-5}$

Kleinste Dehnung $\varepsilon_2 = \frac{2{,}3}{310} \cdot \frac{1}{360} = 2{,}081 \cdot 10^{-5}$

Größte Beanspruchung $\varepsilon_1 E = 135$ kg/cm²

Kleinste Beanspruchung $\varepsilon_2 E = 46$ kg/cm².

Man ersieht hieraus, daß der Windverband Schwingungsbeanspruchungen, die über 1500 mal in der Minute wechseln, unterworfen ist. Die Beanspruchung durch die bewegte Last, am Versuchstage herrschte völlige Windstille, geht über 135 kg/cm², wobei die Faser in $^1/_4$ von der Außenkante des Winkels beobachtet wurde.

Vergleicht man dieses Diagramm mit den anderen der aufeinanderfolgenden Züge aller Art in beiden Richtungen, so ergeben sich ähnliche Werte, wobei es vorkommt, besonders wenn die Lokomotive die Meßstelle überfahren hat, daß die kleinste Spannung auf und unter Null fällt, sich also in eine, wenn auch geringe Druckspannung verwandelt.

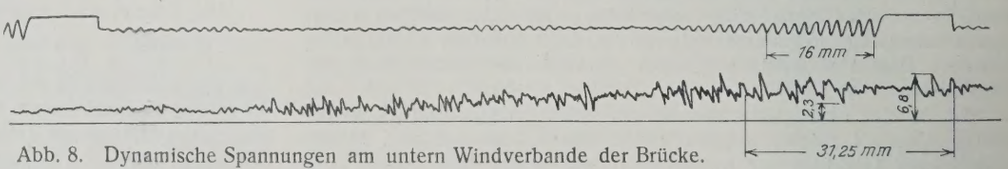


Abb. 8. Dynamische Spannungen am untern Windverbande der Brücke.

Die Prüfung des 7. Pfeilers von Hamburg aus ergab, wie Abb. 9 zeigt, langsam verlaufende Schwingungen von kleiner Amplitüde.

Die Auswertung ergibt:

1440 Schwingungen in der Minute,
347 kg/cm² größte Beanspruchung

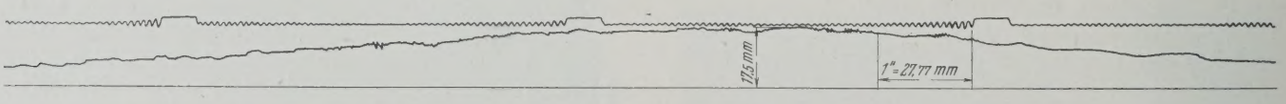


Abb. 9. Dynamische Spannungen an einem Pfeiler der Brücke.

für einen Personenzug nach Hamburg mit 13 Wagen und etwa 15 km/Std. Geschwindigkeit.

Die anderen Diagramme sind ähnlich; es zeigt sich, daß bei schneller fahrenden Zügen die größte Beanspruchung, die in $^1/_7$ von Außenkante des ⊏-Flansches gemessen ist, teilweise kleiner wird.

[1]) Die Versuche wurden durch das Entgegenkommen der Eisenbahndirektion Altona und der Herren Baurat Lohse und Amtmann Knauff, denen an dieser Stelle der Dank für diese Versuchserlaubnis ausgesprochen sei, ermöglicht.

Die Kante des Knotenbleches am Bogenanfang der Brücke zeigt eine sehr langsam verlaufende Schwingung, deren Ausschlag eine geringe Zug- und Druckbeanspruchung ergibt.[2])

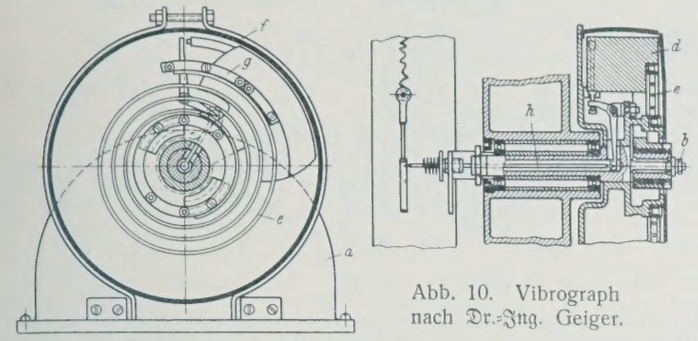


Abb. 10. Vibrograph nach Dr.-Ing. Geiger.

Weiterhin wurden noch die Schwankungen der Brücke, etwa in der Mitte über dem Hauptträger unter dem Gleis im Scheitel des Bogens gemessen.[3])

Zu diesem Zweck läßt sich der Geber des Spannungsmessers leicht in den Geigerschen Vibrographen, Abb. 10, umwandeln. Sämtliche Winkelhebel sind abgenommen. In einer durch Bandage *f* festgehaltenen Scheibe *c* befindet sich an der Spiralfeder *e* eine träge Masse *d*, die in beliebiger Richtung gegen die Lotrechte eingestellt werden kann. Wird das Instrument auf die zu prüfende Stelle gesetzt, so macht es dessen Schwingungen mit, während die Masse *d* infolge ihrer Trägheit in Ruhe bleibt. Die Relativverschiebung entsprechender Punkte von Scheibe *c* und Masse *d* wird durch Hebel nach der Nadel *h* zum Schreibhebel übertragen. Je nach der Schwingungsrichtung wird die träge Masse gegen die Lotrechte verstellt, und zwar so, daß die Ebene durch den Schwerpunkt der Masse *d* und die Achse der Nadel *h* senkrecht zur Schwingungsrichtung, die untersucht werden soll, liegt.

Abb. 11 zeigt die Querschwingungen des unteren Hauptträgers etwa in der Mitte der Brücke beim Übergang eines Güterzuges. Der größte gesamte Schwingungsausschlag errechnet sich zu $8 \cdot \frac{1}{6} = 1{,}33$ mm, das Diagramm läßt weiter über die Hauptschwingungen ganz schwache Oberschwingungen gelagert erkennen.

Am Scheitel des Brückenbogens ergaben sich ähnliche Schwingungen, deren Amplitüde etwa nur $^1/_3$ bis $^1/_4$ der unteren war.

Am Eckpfeiler der Brücke wurden die lotrechten Schwingungen gemessen, die in Abb. 12 dargestellt sind. Sie lassen ebenfalls Oberschwingungen erkennen.

Ob diese Oberschwingungen sich aus den Ermüdungserscheinungen, wie sie von Prof. N. Streletzky in den Arbeiten des wissenschaftlich-technischen Ausschusses beim Volkskommissariat für Verkehrswege, Heft 13 (1925), 5. Sammelheft des Bureaus für Ingenieuruntersuchungen, beschrieben sind, erklären lassen, können erst ausgedehnte und zahlreiche Vergleichsversuche ergeben.

Durch diese Versuche ist dargetan, daß die statischen Beanspruchungen einzelner Stäbe sich von den dynamischen infolge von Schwingungen stark unterscheiden und daß zur Klärung dieser Frage ein ausgedehntes Versuchsmaterial, das sich auf alle Brückensysteme und alle Brückenteile erstreckt, nötig ist. An Hand dieser Untersuchungen wird es erst möglich sein, die Formeln für die Schwingungserscheinungen an Brücken nachzuprüfen, um dann mit Hilfe der Ergebnisse über Drehschwingungen und Biegungsschwingungen von Baustoffen und deren Zusammenhang mit Schub- und Dreh- oder Biegungsbeanspruchung und Dämpfungsfähigkeit die bestgeeignete Materialsorte und die richtige zulässige Beanspruchung zu wählen.

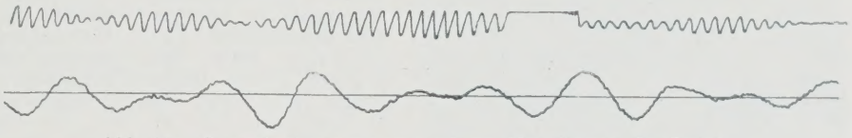


Abb. 11. Querschwingungen am unteren Hauptträger der Brücke.

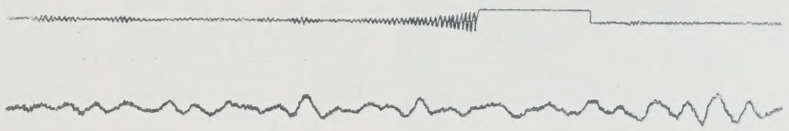


Abb. 12. Lotrechte Schwingungen an einem Eckpfeiler der Brücke.

[2]) Vergl. auch „Die Bautechnik" 1927, Heft 41, Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken, von Prof. N. Streletzky, Moskau.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 3 u. 4, Stoßbeanspruchungen und Schwingungen der Hauptträger statisch bestimmter Eisenbahnbrücken, von Prof. Dr. W. Hort.

Vermischtes.

Der Bruch der St.-Francis-Staumauer. Zu den vielen Unglücksfällen auf dem Gebiete des Talsperrenbaues trat am 12. März durch den

Abb. 1.

Bruch der St.-Francis-Staumauer ein neuer hinzu, der viele Opfer an Menschenleben forderte und ungeheuren Sachschaden verursachte. Die Mauer war nach einem Berichte in Eng. News-Rec. vom 22. 3. 1928 zum Abschluß eines Staubeckens des St.-Francisquito-Tales von 47 Mill. m³ erbaut. Sie liegt 19,3 km aufwärts von der Einmündung dieses Tales in den St.-Clara-Fluß, der von dieser Stelle aus etwa 80 km westwärts in den Ozean fließt.

In Abb. 1 ist die Staumauer in ihrem ursprünglichen Zustande kurz nach der Fertigstellung wiedergegeben. Der Grundriß war, wie aus Abb. 2 ersichtlich, bogenförmig. 2,5 km talabwärts vom Staubecken lag das ebenfalls zerstörte zugehörige Kraftwerk der Los-Angeles-Zentrale, und zwar 72 km nördlich von Los Angeles. Die St.-Francis-Staumauer war dazu bestimmt, das von einem weiter aufwärts gelegenen Kraftwerk abfließende Wasser nochmals für ein zweites abzufangen.

Der Staudamm bestand aus einer massiven Betonkonstruktion, die sich in ihrem mittleren, also in ihrem höchsten Teile 62,5 m über die Talsohle erhebt. Der Querschnitt dieses stehengebliebenen Teiles ist in Abb. 3 dargestellt. Die Unterkante des Betonkörpers liegt hier etwa 9,1 m unterhalb der Talsohle, während die Seitenflügel weniger tief gegründet wurden. Am östlichen Abhang und in Talmitte wird der Baugrund von Grauwackenschiefer gebildet. Auf der westlichen Talseite liegt ein rotes Trümmergestein, das keine große Druckfestigkeit hat. Kurz vor dem Bruch sollen geringfügige Durchsickerungen durch die Felsmassen beobachtet worden sein, aus denen jedoch noch nicht auf irgendwelche Gefahr für das Bauwerk geschlossen werden konnte. Auch waren nur belanglose Dehnungsrisse in radialer Richtung der bogenförmigen Mauer beobachtet worden, die nur als gewöhnliche Erscheinungen angesprochen werden konnten, zumal von vornherein keine Dehnungsfugen vorgesehen waren. Ebenso lagen auch keine geologischen Ursachen wie Senkungen oder Erdbeben vor, die irgendwelche Befürchtungen für die Staumauer ergaben.

Die Standsicherheit der Mauer war ohne Rücksicht auf die Bogenwirkung lediglich nach der Verteilung der Gewichtsmassen ermittelt worden (Schwergewichtmauer).

Die Sohle des Betonkörpers sollte nach der Berechnung an der rückwärtigen Kante eine für zulässig erachtete Pressung von 12,9 kg/cm² und

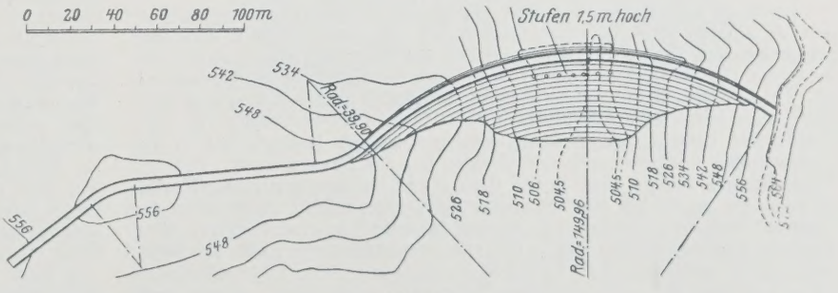


Abb. 2.

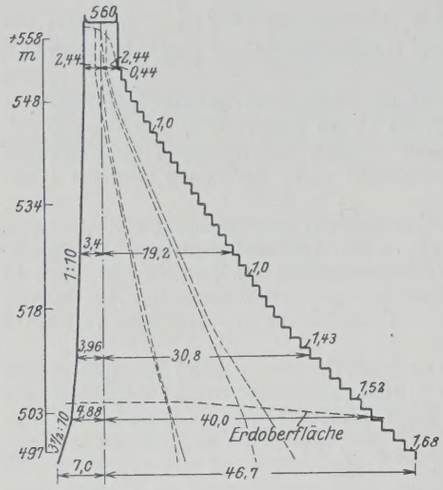


Abb. 3.

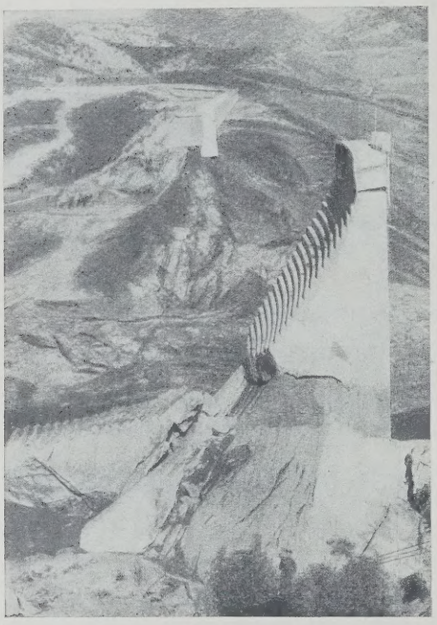


Abb. 5.

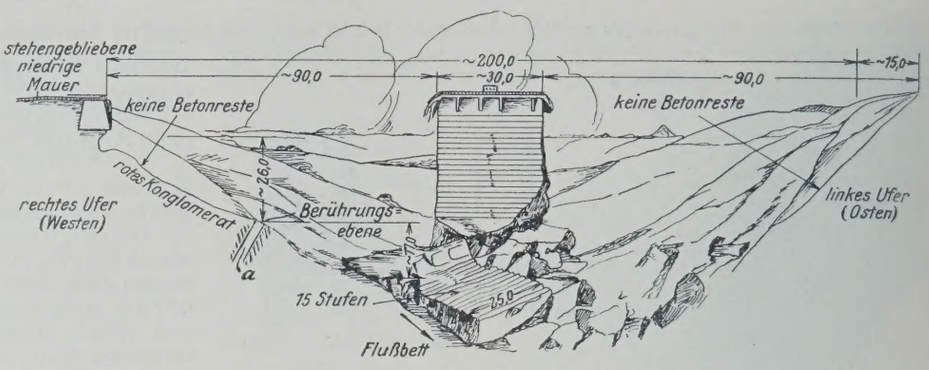


Abb. 4.

an der Vorderkante eine solche von 10,7 kg/cm² auf den freigelegten gewachsenen Felsboden ausüben.

Der Bruch trat ganz unerwartet für die im unteren Tal Wohnenden, und zwar zur Nachtzeit ein. Die ungeheure Flut, die sich nach dem Weichen der beiden Flügel der Mauer ins St.-Francisquito-Tal ergoß, riß die westliche Hälfte der Staumauer in Trümmern mit sich fort, während ein großes Stück des Ostflügels hinter dem stehengebliebenen Mittelteil in den Talgrund rutschte (Abb. 4).

Die Flutwelle folgte dem vielfach gewundenen St.-Francisquito-Tal und schlug an den entgegenstehenden steilen Abhängen hoch empor. Sie zerstörte außer dem im Tal gelegenen Kraftwerk viele Straßen- und Brükkenbauwerke sowie auch einen Teil der Süd-Pacific-Eisenbahnlinie, die dem St.-Clara-Fluß folgt, und erreichte die an diesem Fluß gelegene Stadt St. Paula nach drei Stunden. Die in dieser Zeit zurückgelegte Strecke von 74 km läßt also auf eine stündliche Geschwindigkeit von etwa 24 km oder auf 6,7 km/Sek. schließen. Näheres über die Flutkurve wird sich vielleicht noch aus den Aufzeichnungen des Wasserstandmessers, der auf dem stehengebliebenen Mittelteil anscheinend erhalten geblieben ist, bzw. aus den an den Talhängen zurückgelassenen Merkmalen ermitteln lassen. Wie gewaltig die Kraft der Flutwelle gewesen ist, läßt sich aus den Abschürfungen im Tal und aus den mitgeführten riesigen Betonblöcken erkennen.

Aus Abb. 5, die einen Blick vom Ostabhang auf die westliche Seite darstellt, ist zu erkennen, daß nicht nur die ganze Betonmasse, sondern auch der an den Fuß der Mauer angrenzende Fels vollkommen weggerissen ist. Dieses Merkmal wird nach dem Bericht als ein Anzeichen dafür erachtet, daß die größere Wassermenge sich durch diese Talseite ergossen hat.

Aus dem von einem Augenzeugen kurz nach dem Ereignis aufgestellten Berichte sind noch die aus der Nachprüfung der Trümmer und deren Lage gewonnenen Anschauungen über die Ursache des Bruches erwähnenswert.

Hiernach soll der mittlere Teil der Mauer unbewegt stehengeblieben sein, da an den seitlichen Bruchflächen am Fuß sowie auch in dem darunterliegenden Fels trotz der ungeheueren Erschütterungen durch die bewegten Gewichtsmassen keine Spur von Zerstörungen zu beobachten ist. Zu den beiden Seiten des stehengebliebenen Mittelstückes sind tiefe Schluchten entstanden, in denen nichts Hinderndes verblieben ist. Ein Unterschied zwischen den beiden Talseiten zeigt sich insbesondere in der vorerwähnten Fortbewegung und Ablagerung der Betonmassen. Von der Westseite der Mauer sind große Blöcke von mehreren tausend Tonnen Gewicht bis zu 0,8 km stromabwärts mitgerissen worden, während auf der Ostseite einzelne Trümmer von diesem Mauerteil in unmittelbarer Nähe verstreut liegengeblieben sind. Hieraus wird entnommen, daß die Westseite zuerst nachgab. Auf dieser Seite ist auch der Felsgrund bis zu 4,5 m unterhalb der ursprünglichen Betonsohle mitgerissen. Es war nicht festzustellen, ob die weniger tiefe Gründung der Seitenflügel gegenüber der des mittleren Teiles die Ursache des Nachgebens gewesen ist. Bemerkenswert ist ferner noch, daß (vergl. Abb. 4) der Fels am Westabhang durch eine weiche Zwischenschicht (*a*) unterbrochen ist. Das Gefüge dieser Zwischenschicht ist vom Wasser so stark zersetzt, daß es mit der bloßen Hand gelockert werden kann. Oberhalb dieser Schicht ist das rote Gestein ebenfalls vom Wasser angegriffen. Die Felssohle besitzt danach nicht mehr die beim Bau der Mauer vorgefundene Festigkeit.

An der Ostseite ist der Fels von erdigen Bestandteilen überschwemmt worden, so daß eine Felsprobe nicht entnommen werden konnte. Aus Unterspülungen unterhalb des stehengebliebenen Mittelstückes ist zu erkennen, daß Teile des felsigen Untergrundes an der Betonsohle haftengeblieben sind, während darunterliegende Höhlungen bis 4,5 m tief ausgewaschen sind.

Die Ursache zu dem Bruch der Mauer ist also anscheinend in der mangelnden Festigkeit des durch das Wasser veränderten Baugrundes zu suchen. —

Aus weiteren Berichten in Eng. News-Rec. ist noch zu erwähnen, daß bereits vor dem Bruch der Mauer etwa lotrecht herunterlaufende Risse in 10 bis 20 m Abstand zu beobachten waren. Ferner war auch der später stehengebliebene Mittelteil von hindurchgesickerter Feuchtigkeit an der gestuften hinteren Seite der Mauer bereits erkennbar abgegrenzt.

Aus Wassermarken, die an dem Betonkörper haften, ist schließlich noch zu entnehnen, daß das Becken kurz vor dem Bruch der Mauer bis zu deren Krone gefüllt war, während früher meist ein niedrigerer Wasserstand vorhanden gewesen ist.

Statische Folgerungen für die Berechnung von Stauwänden.

Aus dem Standhalten des mittleren Teiles der St.-Francis-Staumauer lassen sich allein schon wichtige Schlüsse auf die tatsächlich auftretenden Beanspruchungen gewölbter und gerade verlaufender Stützwände ziehen.

Eine Standsicherheitsberechnung, die sich nur auf die Ermittlung der Bodenpressungen eines aus der Mauer durch zwei radiale Schnitte herausgetrennt gedachten Teiles bezieht, ist nur eine Untersuchung für den ebenen Spannungszustand. Ein solcher Nachweis trägt jedoch keineswegs den räumlichen Verhältnissen Rechnung. Ebensowenig ist es ein einwandfreier Nachweis für die Haltbarkeit einer stehenden, gewölbten Wand, wenn man nur die Spannungen in den lotrechten radialen Querschnitten entsprechend der Gewölbewirkung von Abhang zu Abhang würdigen würde.

Bei gewölbten Staumauern mit verbreitertem Fuß handelt es sich also zweifellos um ein räumlich wirkendes Gebilde. Dies ist dann statisch eine stehende Gewölbekappe mit Gewölbewirkung in wagerechter Richtung und mit einer elastischen, teilweisen Einspannung an den in verschiedener Höhe gelegenen Fußpunkten der Mauer. Durch das elastische Rückwärtsneigen einzelner nebeneinanderstehend gedachter Mauerprismen tritt wegen ihrer Lage im Kreise ein seitliches Nähern und mithin schon aus diesem Grunde zweifellos eine Bogenwirkung ein, und zwar um so mehr, je geringer der Widerstand aus der Standfestigkeit ist.

Wenn man einen beliebigen Gewölbestreifen, der gleichmäßig verteilte Last trägt und dessen Stützlinie für diesen Belastungsfall nach der Mittelebene des Gewölbes verläuft, etwa im Scheitel an der entsprechenden Durchbiegung durch eine Stützung hindern würde, so wird die Stützlinie im Scheitel nach der hohlen Bogenseite hin abgelenkt. Während bei der anfänglichen Bogenwirkung nur Normalspannungen in den lotrechten radialen Bogenfugen waren, treten jetzt zu beiden Seiten der Scheitelstütze erhebliche Querkräfte und mithin auch Scherspannungen in Richtung der Radien hinzu. Je starrer die Mittelstütze widersteht oder je nachgiebiger die seitlichen Bogenteile sind, um so mehr nehmen die Normalspannungen im Bogen ab und die Scherspannungen an der Mittelstütze zu.

Wenn die Scherkräfte in einem im Scheitel gestützten Gewölbe die Höchstgrenze übersteigen, so tritt ein plötzliches Rutschen in den gefährdeten Fugen auf. In diesem Augenblick gehen aber die aus dem Wasserdruck herrührenden statischen Kräfte in dynamische Wirkungen über, die eine wesentlich größere Gefahr für die Standsicherheit des Bauwerks bedeuten.

Wie nun aus den Bruchfugen der St.-Francis-Mauer ersichtlich und wie auch aus dem festgestellten nachgiebigen Baugrunde unter den Seitenteilen erkennbar ist, scheint also der Spannungsverlauf entsprechend dem obigen Beispiel eingetreten zu sein, zumal schon vor dem Bruche die Risse zu beiden Seiten des Mittelteiles vorhanden waren.

Wenn anderseits infolge von ungleichen Senkungen des Baugrundes beispielsweise nicht lotrechte, sondern schräge Risse in einer solchen Wand entstehen würden, so wäre eine Standsicherheitsberechnung ledig-

lich nach dem seitlich wirkenden Wasserdruck noch bedenklicher, da wegen der schrägen Abtrennung eines Mauerstückes von dem übrigen Teile sowohl mehr wie weniger Wasserdruckfläche für den unter dem abgetrennten Teil liegenden Fuß der Wand in Frage kommen kann. Es erscheint danach also auch bedenklich, eine nach der Standsicherheit bemessene Wand ohne bestimmte lotrechte Fugen in einem Stück zu betonieren, wobei es gleichgültig ist, ob die Wand gerade oder gekrümmt im Grundriß verläuft.

Aus vorstehendem folgt also, daß Untersuchungen, die sich lediglich auf ebene Gebilde beziehen, d. h. auf solche aus gleichartig gebildeten und belasteten Streifen, für große Stauwände nicht zutreffen. Nur eine solche Untersuchung, die auch die räumliche Wirkung berücksichtigt, kann für bogenförmige oder gerade Stauwände in Betracht kommen, um den bei verschiedener Bodenfestigkeit stets auftretenden ungleichen wagerechten Scherspannungen mit Sicherheit Rechnung zu tragen. Es handelt sich also in solchen Fällen um die Untersuchung einer ebenen oder gekrümmten Platte nach den bekannten Theorien, bei denen die Durchbiegungen der ganzen Wand durch eine in zwei Richtungen gekrümmte Fläche berücksichtigt werden. Zs.

Das deutsche Hauptstraßennetz. Die Abbildung zeigt den von der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau aufgestellten Vorschlagsplan zum Ausbau eines deutschen Hauptstraßennetzes. Die in der Karte wiedergegebenen Fernstraßenzüge umfassen eine Gesamtlänge von rd. 22 500 km. Die Karte ist im Vierfarbendruck im Maßstabe 1:1 000 000 erschienen und zum Preise von 2 R.-M. je Stück durch die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30 zu beziehen.

Neben dieser Karte der deutschen Fernstraßen hat die Studiengesellschaft auch ein Netz der deutschen Hauptverkehrsstraßen I. Ordnung ausgearbeitet und in einer Karte im Maßstabe 1:300 000 niedergelegt. Bedingt durch den großen Maßstab, wurde die Karte für das gesamte deutsche Reichsgebiet in 46 Einzelblätter aufgeteilt, die ebenfalls zum Preise von 2 R.-M. je Stück von der Studiengesellschaft erhältlich sind.

Die auf der beigefügten Abbildung ersichtliche Netzeinteilung kennzeichnet die Blatteinteilung der Karte M. 1:300 000.

Amerikanischer Straßenbahnoberbau. Die amerikanischen Straßenbahnen haben in bezug auf den Oberbau eine Anzahl Besonderheiten entwickelt; es seien hier einige von ihnen nach Berichten aus dem Electric Railway Journal herausgegriffen. In San Antonio in Texas wird

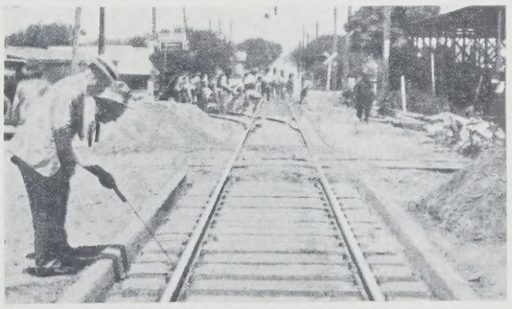


Abb. 1. Straßenbahngleis mit Betonschwellen.

das Straßenbahngleis auf eine besondere Art mit Betonschwellen besonderer Bauart versehen. Im allgemeinen werden dort die Straßenbahngleise 14 Tage stillgelegt, wenn ein Betonbett hergestellt werden soll. Der Betrieb wird während dieser Zeit auf ein einstweiliges Gleis umgelegt. An einer Stelle, wo die Straßenbahn die Verschiebegleise einer Eisenbahn kreuzt, eine Anordnung, die bei uns unmöglich wäre, in Amerika aber

nichts ganz Ungewöhnliches ist, war es nicht möglich, ein einstweiliges Gleis herzustellen, und das Gleis mußte daher mit Betonschwellen unterbettet werden, während der Betrieb darüber ging (Abb. 1). Man verfuhr dabei so, daß man zunächst jede zweite Schwelle herausnahm und sie durch eine an Ort und Stelle angefertigte Betonschwelle ersetzte. Nachdem diese Schwellen so weit erhärtet waren, daß sie die Last des Gleises aufnehmen konnten, wurden die zwischen ihnen verbliebenen Holzschwellen herausgerissen und an ihrer Stelle ebenfalls Betonschwellen eingebaut. Diese Schwellen haben als Kern die bekannte Carnegie-Schwelle, also ein I-Eisen. Die Bolzen zur Befestigung der Schienen werden in die zu ihrer Aufnahme bestimmten Löcher eingesetzt und in ihnen festgeschweißt. Die Carnegie-Schwelle wird in diesem Zustande unter das Gleis geschoben, es werden die Bewehrungseisen eingelegt und durch Punktschweißung mit dem I-Eisen verbunden. Dann wird die Schalung um diese Schwelle herum gebaut und Beton im Mischungsverhältnis 1 : 2 : 4 eingebracht. 14 Tage lang wird der Beton feucht gehalten, bis die Schalung entfernt wird. Mit Drucklufthämmern wird die Schwelle unterstopft, und endlich werden die Verbindungsschrauben zwischen Schiene und Schwelle angezogen. Auf dieselbe Art wird die zweite Gruppe von Schwellen ausgewechselt. — Das so hergestellte Gleis hat sich bewährt; die Unterhaltung ist sehr einfach, und die Bauart wird daher besonders für Stellen empfohlen, wo die Gleise öfters unterstopft werden müssen.

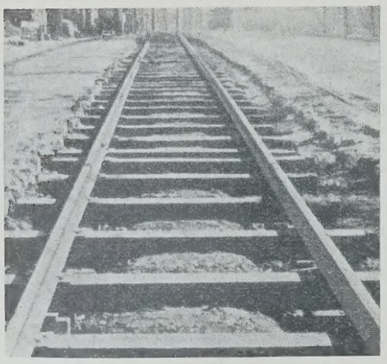


Abb. 2. Straßenbahngleis auf Betonlängsschwellen.

In Atlanta hat man die Schienen der Straßenbahn auf durchlaufenden Betonbalken verlegt. Die Erdkrone, wie sie für das Straßenpflaster nötig ist, wird zunächst abgerammt oder gewalzt. Sodann werden die Gräben für die Betonbalken ausgehoben, und die Schwellen und Schienen werden verlegt. Die Schienen werden einstweilig verlascht und auf den Schwellen festgenagelt (Abb. 2). In diesem Zustande werden die Schienen an den Stößen verschweißt und sodann durch Unterlagen von getränkten Klötzen aus Tannenholz und Unterschieben von eichenen Keilen ausgerichtet. Dann wird der Beton eingebracht, und die Schienen und Schwellen werden mit ihm unterstopft. Der Beton umhüllt die Schwellen und den Schienenfuß, der Raum zwischen den Betonbalken bleibt frei von Beton. Die Bauart, bei der die Schiene auf ihrer ganzen Länge unterstützt wird, hat den Vorteil, daß man eine leichte Schiene von nur 40 kg/m Gewicht verwenden kann. Der Oberbau ist erheblich billiger als andere Bauarten.

Wenn eine mit Gleisen belegte Straße eine Betondecke erhalten soll, werden in derselben Stadt zunächst die Schwellen mit Schotter unterstopft, worauf die Fläche zwischen ihnen mit Schotter bis in Höhe der Unterkante der Betondecke verfüllt wird. Dieser Schotter wird durch Abrammen verdichtet und dann mit dünnflüssigem Mörtel im Mischungsverhältnis 1 : $1^1/_2$ begossen. Jedem Sack Zement wird etwa 1,5 kg Chlorkalzium beigemengt — zu welchem Zweck, sagt unsere Quelle nicht; da es sich aber nicht nur um Winterarbeit, also um Verhinderung des Gefrierens handeln kann, muß damit wohl beabsichtigt sein, den Mörtel bis zum Erhärten feucht zu halten. Alsbald nach dem Aufbringen des Mörtels wird auch die Betondecke hergestellt. In 24 Stunden können alle diese Arbeiten ausgeführt werden, und dann kann sofort der Verkehr zugelassen werden.

Schweißen hat im amerikanischen Straßenbahnoberbau große Bedeutung erlangt. Nicht nur werden, wie eben geschildert, die Schienenstöße vielfach verschweißt, sondern das Schweißverfahren dient namentlich

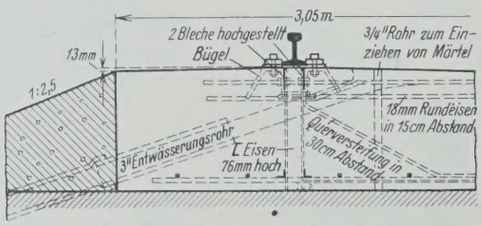


Abb. 3. Oberbau in Betonbett.

auch zur Herstellung von Weichen und Kreuzungen und wird vielfach zu deren Unterhaltung angewendet. Wenn bei Auflaufherzstücken die Spurrille so weit abgenutzt ist, daß der Radflansch nicht mehr aufläuft, wird sie durch Aufschweißen einer Einlage ausgefüllt, und dann wird die Spurrille in den richtigen Abmessungen ausgeschliffen. Bei abgenutzten Weichenzungen schiebt man die Beilageplättchen nicht mehr nur unter, sondern schweißt sie fest. Damit und mit ähnlichen Instandsetzungsarbeiten ist die Lebensdauer besonders beanspruchter Gleisteile erheblich verlängert worden.

Nicht für Straßenbahnen bestimmt, aber auch für sie geeignet, wenn auch unter Anpassung an das geringere Gewicht der Straßenbahnwagen gegenüber Vollbahnlokomotiven, ist ein Oberbau, der bei der Pere Marquette-Eisenbahn erprobt worden ist. Die Schienen werden dabei von einem leichten Fachwerkträger unterstützt, der in eine 3 m breite, 53 cm starke Betonplatte eingehüllt ist (Abb. 3). Gegen ein so starres Gleisbett kann man natürlich Bedenken erheben; es hat sich aber gezeigt, daß diese hinfällig sind, wenn das Gleisbett vollständig eben ist, und eine solche Lage zu erreichen, ist bei dieser Anordnung durchaus möglich. Das Gleis hat sich unter schwerem Verkehr, der ein Jahr lang darüber gegangen ist, gut gehalten. Es hat auf eine Länge von 400 m 68 Stöße; von diesen zeigten 42 kaum meßbare Senkungen, und bei den übrigen betrug das Maß, um das sie niedergefahren waren, 0,4 bis 1,2 mm; die letztgenannte Zahl kommt aber nur an einer Stelle vor.[1])

Man glaubt in amerikanischen Eisenbahnkreisen durch diesen Versuch zu einer neuen Erkenntnis gelangt zu sein, nämlich daß ein starr gelagertes Gleis einem elastisch gelagerten der sonst üblichen Bauart vorzuziehen ist. Da die Stöße verschweißt und unnachgiebig gelagert sind, fällt die schlagende Wirkung der rollenden Last weg, und die einzige dynamische Einwirkung auf das Gleis ist durch die unausgeglichenen Massen der Lokomotive verursacht. Freilich ist ein solches Gleis teuer, nicht ganz leicht herzustellen und, wenn die Schienen schließlich doch abgenutzt sind, schwer zu erneuern. Wenn aber dadurch an Unterhaltungsarbeiten gespart werden kann, mag es richtig sein, diese Schwierigkeiten in Kauf zu nehmen. Bei Eisenbahngleisen ist das Unterstopfen eines in dem üblichen Schotterbett verlegten Gleises im Betriebe eine leicht auszuführende Arbeit. Bei der Straßenbahn ist jedoch mit dem Heben niedergefahrener Stöße ein Aufreißen der Straßendecke unvermeidlich verbunden, und ein Oberbau, bei dem dauernd auf die richtige Höhenlage der Schiene, namentlich an den Stößen gerechnet werden darf, ist daher für die Straßenbahn von besonderer Bedeutung. Der hier andeutungsweise beschriebene Oberbau dürfte dafür eine weitergehende Gewähr bieten als manche andere für Straßenbahnen übliche Anordnungen. Wkk.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Mai erschienene Heft 10 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Professor H. Kayser: Wettbewerb für eine zweite feste Straßenbrücke über die Mosel in Koblenz. — Prof. Dr.-Ing. Kleinlogel: Berechnung und Konstruktion von Eisenbetonschornsteinen. — Dipl.-Ing. G. Ehlers: Die Berechnung von Dampfturbinenfundamenten.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Berichtigung.

Die Äußerung II des Herrn Reichsbahnrat Hülsenkamp in der „Bautechnik" 1928, Heft 14, S. 201, berichtigen wir hiermit auf Grund des § 11 des Preßgesetzes dahin, daß die Behauptung, die Firma Th. Goldschmidt A.-G., Essen, gebe das Verhältnis der Volumina streichfertiger Farben (alte Mennige zur hochdispersen Mennige Marke Tego) zu 1 : 2,3 an, unrichtig ist. Wie aus den Prospekten der Firma ersichtlich, bezieht sich dieses Verhältnis auf die Volumina der Trockenpulver. Richtig ist vielmehr, daß in dem Prospekt als Verhältnis der streichfertigen Farben 1 : 1,5 angeführt wird. Damit entfallen, wie auch aus anderen Gründen verständlich, die Schlußfolgerungen des Herrn Hülsenkamp, wonach man es bei streichfertiger Tegomennige mit einem schäumigen Gebilde zu tun habe.

Th. Goldschmidt Aktien-Gesellschaft.

Erwiderung.

Prof. Dr. Eibner ermittelte das Verhältnis der Volumina von alter Mennige zur hochdispersen Mennige als 1 : 2,3. Die Firma Th. Goldschmidt A.-G., Essen, gibt nach Untersuchungsergebnissen von Prof. Eibner und anderen Prüfungsstellen das Verhältnis der Ausgiebigkeiten dieser beiden Mennigen als zwei- bis dreifach an. Unter Zugrundelegung gleicher Schichtdicke bei den verglichenen Mennigen wurde daher und in Anbetracht der Eibnerschen Ermittlungen auf dasselbe Volumenverhältnis geschlossen. Tatsächlich ist, wie jetzt festgestellt wurde, von Th. Goldschmidt das Volumenverhältnis auf dem Prospekt mit 1 : 1,5 bezeichnet. Bei dem großen Unterschiede von 1 : 2,3 und 1 : 1,5, der nunmehr zutage tritt, kann man entweder auf ungleichmäßiges Material oder auf einen Irrtum von Prof. Eibner schließen. Für die von Herrn Prof. Eibner untersuchte hochdisperse Mennige treffen meine Ausführungen nach wie vor zu.

Hülsenkamp.

[1]) Näheres über diesen Oberbau siehe Organ f. d. Fortschritte d. Eisenbahnwesens 1927, Heft 11 vom 15. Juni, S. 206.

INHALT: Reiseeindrücke in der Schweiz und in dem der Schweiz benachbarten Lande Liechtenstein. — Seeflughalle des Hanseatischen Flughafens auf dem Priwall bei Travemünde. — Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen an Brücken. — Vermischtes: — Bruch der St.-Francis-Staumauer. — Deutsches Hauptstraßennetz. — Amerikanischer Straßenbahnoberbau. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zuschriften an die Schriftleitung.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 1. Juni 1928 Heft 23

Umbau der Kaimauer am Versmann- und Magdeburger-Kai vor den Fruchtschuppen A und B in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Baurat **W. Schwerdtfeger,** Wasserbaudirektion Hamburg.

Die Kaimauer am Versmann- und Magdeburger-Kai vor den Fruchtschuppen A und B (Abb. 1) im nördlichen Hamburger Freihafengebiet wurde im Jahre 1888 erbaut. Sie sollte als Fundament für einen großen, vielstöckigen Speicher nach Art der bekannten Bauten der Hamburger

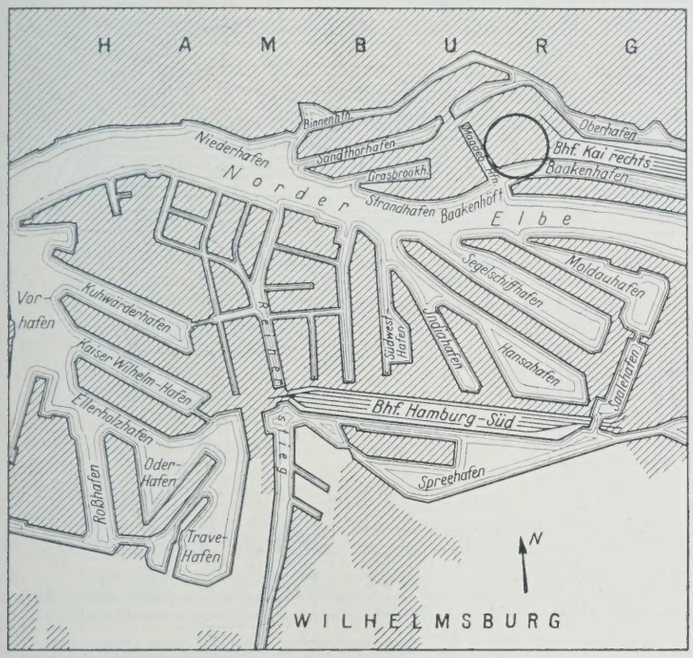


Abb. 1. Lageplan.

Freihafen-Lagerhaus-Gesellschaft[1]) dienen und wurde zunächst bis + 6,80 m über Hamburger Null (= — 3,538 m NN) hochgeführt. Aus Abb. 2 sind die Einzelheiten der alten Kaimauer zu erkennen. Sie bestand aus dem eigentlichen vorderen Mauerkörper auf Holzpfahlgründung mit dahinterliegenden Verstärkungspfeilern, die, in Abständen von 8,60 m angeordnet, ebenfalls auf Holzpfählen gegründet und untereinander durch Gewölbe verbunden waren. Die Pfeiler waren mit dem durchlaufenden Teil im Verband gemauert. Durch die Pfeiler, die Gewölbe und die auf ihnen ruhende Erdlast sollte die Standsicherheit des Mauerkörpers erreicht werden. Im Jahre 1896 wurde die Mauer bis auf + 8,60 m HN ausgebaut, nachdem man die Planung des Speicherbaues fallen gelassen und sich zu einem kaimäßigen Ausbau der Uferfront am Magdeburger und Versmann-Kai mit einer Kaistraße und dahinterliegenden Umschlagschuppen entschlossen hatte. In den nächsten Jahren erstanden dann hier die Fruchtschuppen A und B, die den Hauptteil des bedeutenden Hamburger Südfruchtimports aufzunehmen haben (Abb. 3).

Vor etwa 20 Jahren bemerkte man vor dem Schuppen A und dem Westende des Schuppens B ein Vorgehen der Kaimauer, das sich im Laufe der Jahre immer mehr verstärkte[2]). Sofort nach den ersten Wahrnehmungen dieser Bewegungen wurden Untersuchungen des Mauerkörpers und Pfahlrostes angestellt. Aufgrabungen hinter der Kaimauer legten einen durchlaufenden Riß zwischen dem eigentlichen Mauerkörper und den Verstärkungspfeilern bezw. Gewölben frei (Abb. 2 u. 4). Hierdurch wurde der Beweis erbracht, daß die Verbindungskonstruktion zwischen den an sich fest gegründeten Pfeilern und dem vorderen Mauerkörper zu schwach war, um die auftretenden Zugkräfte aufzunehmen. Nach dem Abreißen der Verstärkungspfeiler war der vordere Teil der Mauer nicht mehr in der Lage, dem Erddruck standzuhalten. Die Mauer ging vor und richtete sich zugleich auf, ein Beweis für die ausreichende Anzahl und die an sich außerordentlich feste Rammung der Schrägpfähle, die nunmehr auch die lotrechten Kräfte aufzunehmen hatten, da sich der Mauerkörper von den Geradpfählen fast ganz abgehoben hatte und durch diese infolgedessen keine senkrechten Kräfte mehr auf den Baugrund übertragen werden konnten. Die Schräg- und Geradpfähle hatten gewissermaßen ihre Rollen vertauscht. Die Schrägpfähle nahmen außer einem Teil des wagerechten Schubes sämtliche senkrechten Kräfte auf, während die Geradpfähle nur vermöge ihrer Verbindung mit dem Schwellrost und ihrer Elastizität in kleinem Umfange mit zur Aufnahme des wagerechten Schubes herangezogen wurden. Durch Untersuchungen des Schwellrostes bei Niedrigwasser wurde festgestellt, daß die Pfahlköpfe und die Längsholme teilweise erheblich zerstört waren. Messungen in der vorderen Mauerflucht ergaben erhebliche Ausbuchtungen. Unter diesen Umständen mußte man an eine schleunige Sicherung der Mauer gehen und versuchen, dies im Laufe der Jahre durch Einbau von Ankern zu erreichen. Trotzdem war es nicht möglich, der Bewegung gänzlich Einhalt zu gebieten (Abb. 5).

Bevor zu den Ursachen dieser Bewegung Stellung genommen wird, muß kurz auf die frühere Geländebeschaffenheit an dieser Stelle des Hafens eingegangen werden. Im 16. Jahrhundert trafen sich an der Ecke des heutigen Magdeburger- und Versmann-Kais zwei Elbarme, die die damalige Elbinsel Grandeswärder im Norden und Süden umflossen, während am Ostende des heutigen Fruchtschuppens B und in der Gegend des heutigen Schuppens 22 eine zum Baakenwärder gehörige Insel lag (Abb. 6). Im Laufe der Zeit traten durch die zielbewußten Bestrebungen, die Norderelbe an die Stadt heranzuziehen, weitere Veränderungen ein, und in der Mitte des vorigen Jahrhunderts bis zur Zeit des Zollanschlusses finden wir dann den in Abb. 7 dargestellten Zustand des zu Beginn des Kaimauerbaues vorhandenen Baugeländes. Der Elbarm südlich vom alten Grandeswärder ist versandet, und an der Stelle des nördlichen befindet sich der Magdeburger Hafen. Die südwestliche Spitze der Insel Grandeswärder ist verschwunden. Die Karte zeigt hier eine Wasserfläche, die damals als

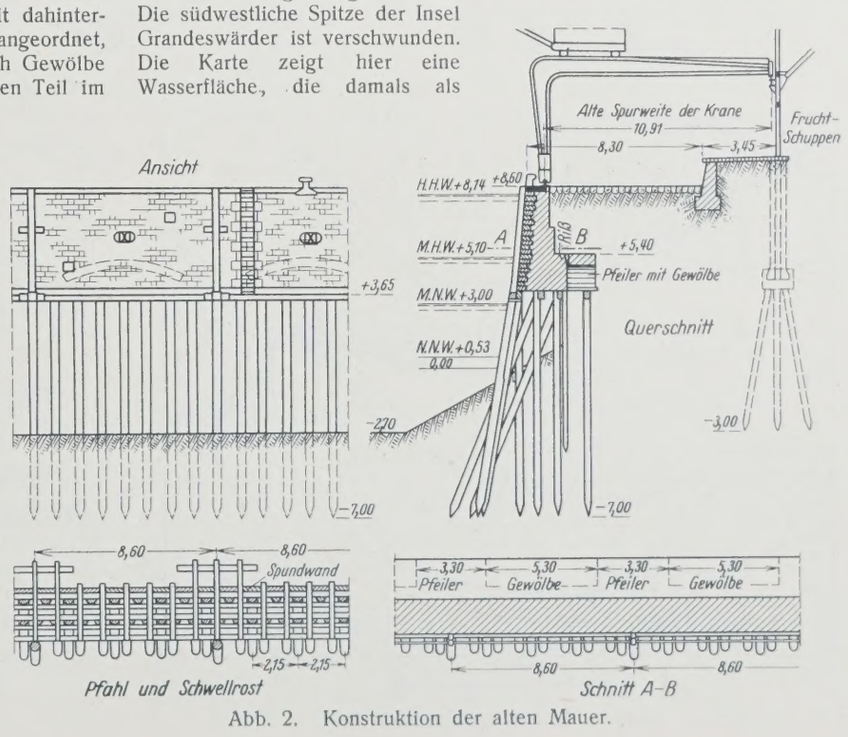


Abb. 2. Konstruktion der alten Mauer.

[1]) Der Hafen von Hamburg, von Dr.-Ing. ehr. L. Wendemuth, Oberbaudirektor, und Baurat W. Böttcher. Hamburg 1927. Verlag Meißner & Christiansen. Vergl. Abb. 40 u. 41, S. 112 u. 113.

[2]) Verankerung einer Hamburger Kaimauer. Von Dipl.-Ing. Schätzler, Baumeister der Baudeputation zu Hamburg. Zeitschr. f. Architektur u. Ingenieurwesen 1911, S. 488 ff.

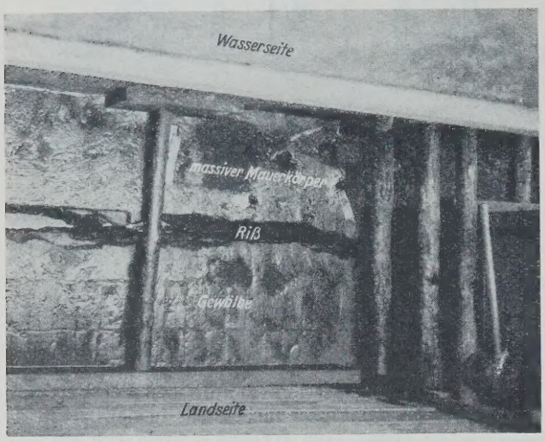


Abb. 4. Riß in der alten Mauer.
(Blick in die Aufgrabung).

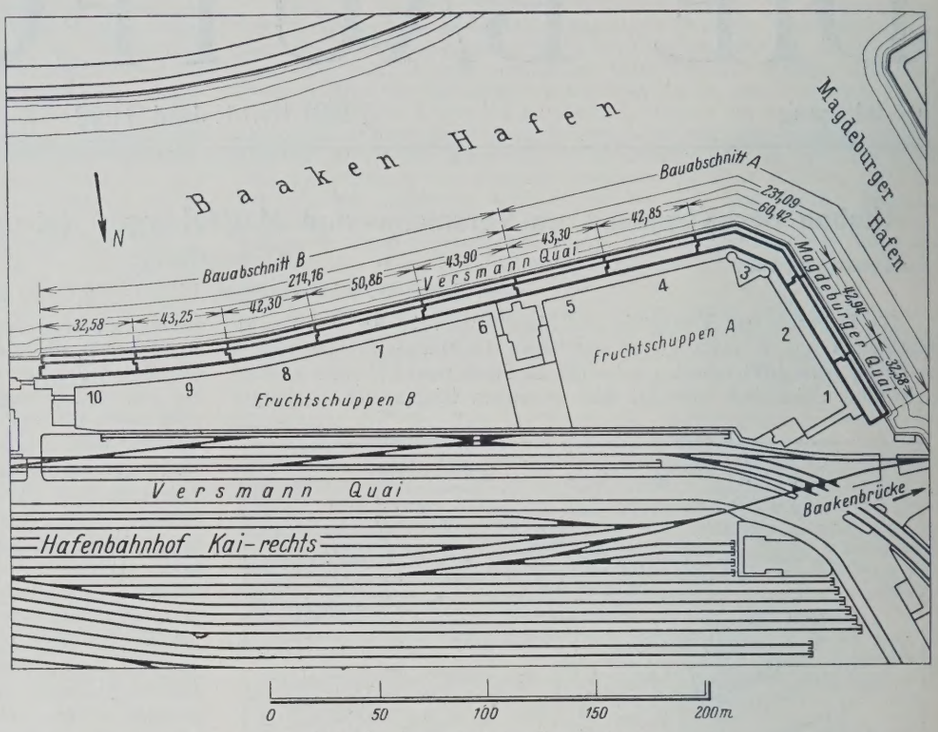


Abb. 3. Lageplan der Baustelle.

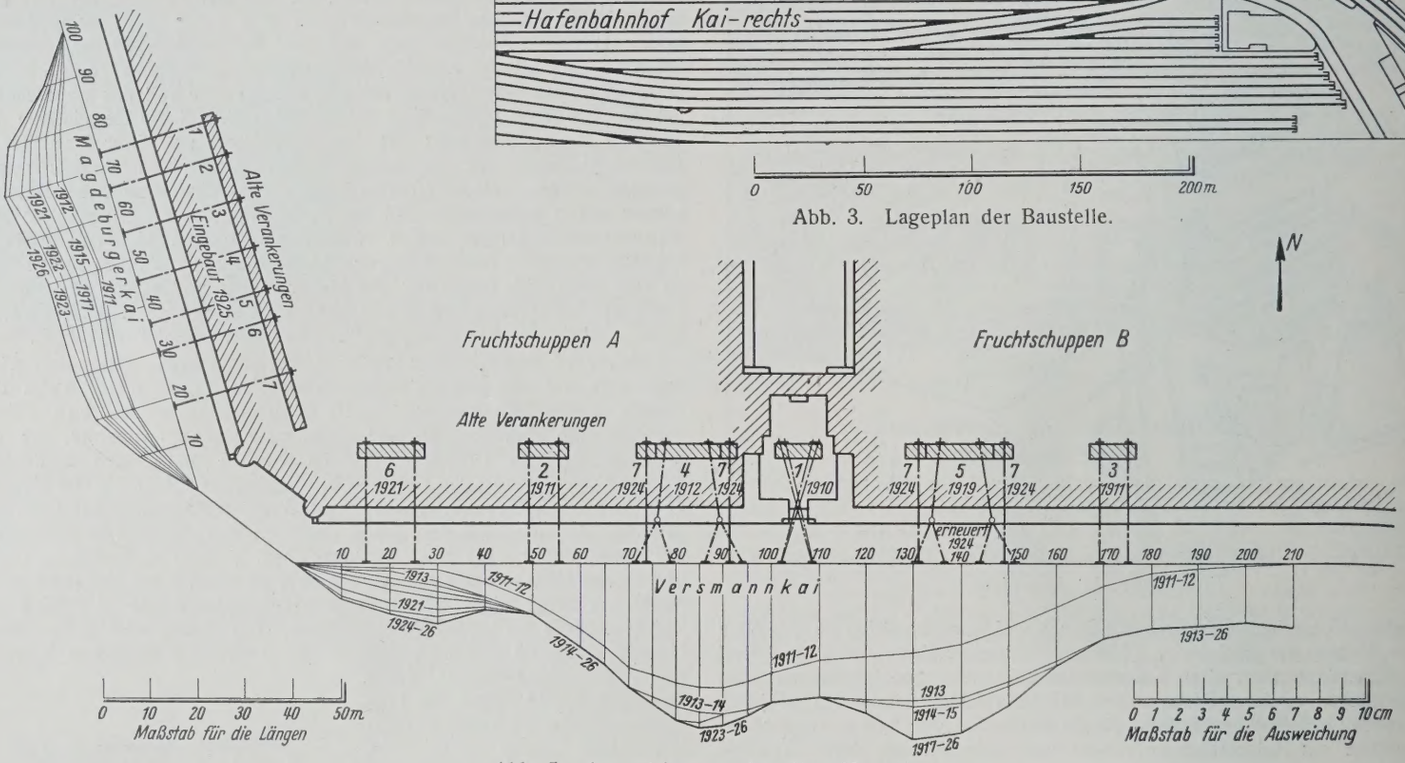


Abb. 5. Ausweichungen der alten Mauer.

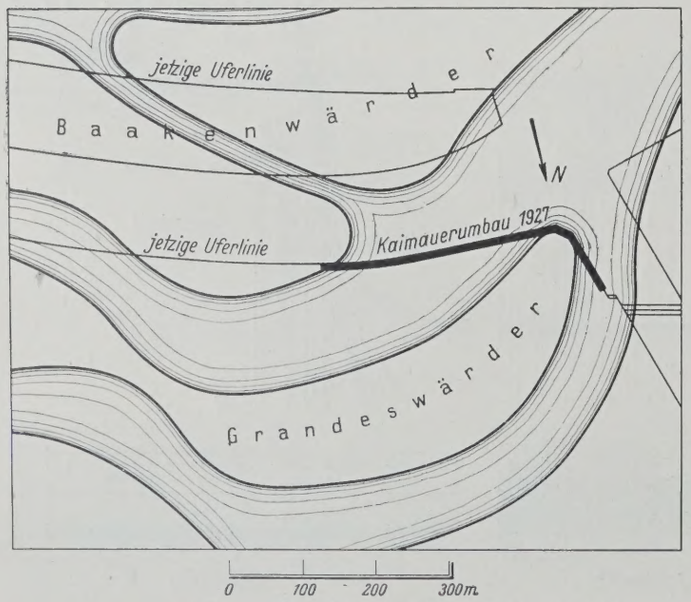


Abb. 6. Das Baugelände um 1600.

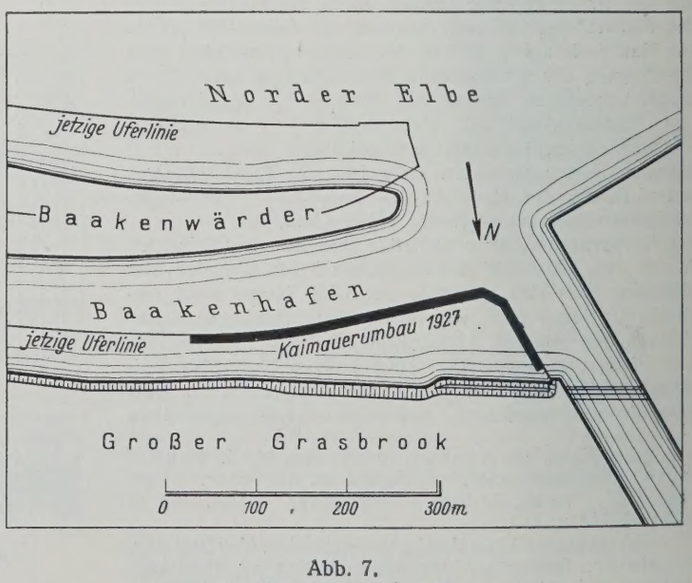


Abb. 7.
Das Baugelände um 1870.

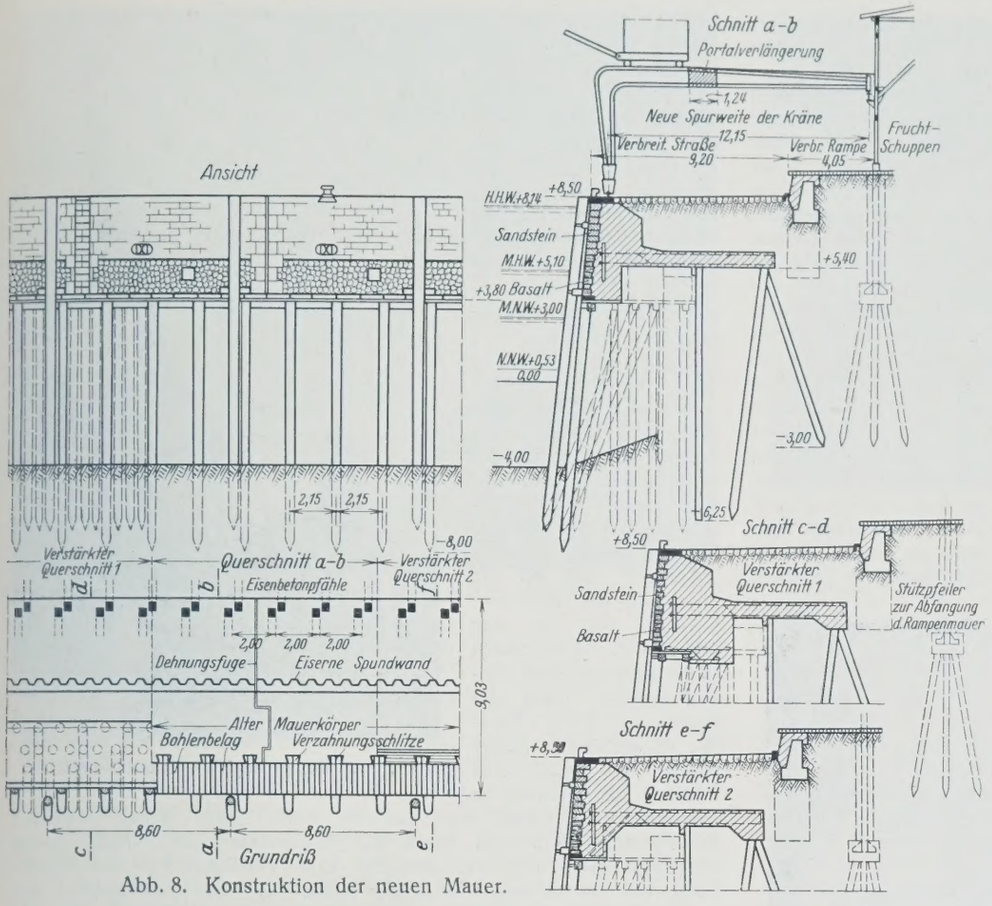


Abb. 8. Konstruktion der neuen Mauer.

Abb. 9. Entfernen der Krane

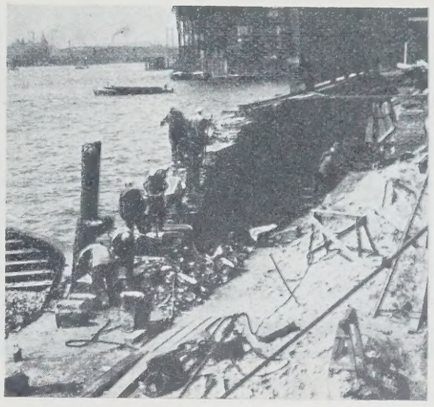


Abb. 10. Mauerabbruch mit Druckluft.

Holzhafen diente. Im Norden wurde dieser Hafen durch eine Uferböschung begrenzt, die etwa an der Südseite der heutigen Straße Versmann-Kai (Abb. 3) und parallel zu ihr verlief. Die Hafensohle fiel vermutlich in sanfter Neigung nach den beiden vorerwähnten Elbarmen hin ab. Auf dieser Fläche hatte sich im Laufe der Jahrhunderte eine nicht unerhebliche Schlickschicht abgelagert, auf der dann der später aufgebrachte Boden stets gleiten mußte und, gegen die Kaimauer vorschreitend, dieser zum Verhängnis wurde. Der hinter ihr später aufgebrachte Boden mußte erhebliche wagerechte Schübe auf sie ausüben. Diese waren naturgemäß dort am größten, wo die Hafensohle am steilsten nach den alten Elbarmen zu abfiel. Hier sind auch, wie aus Abb. 5 ersichtlich, gerade die größten Ausbuchtungen der Kaimauer entstanden. Bemerkenswert ist ferner, daß die Ausweichungen der Kaimauer nach Durchquerung der alten Elbarme im ansteigenden Gelände mehr und mehr verliefen und schließlich ganz aufhörten. Hieraus geht hervor, daß die heute hinter der Kaimauer lagernden Bodenmassen ganz verschieden starke Schübe auf die Mauer ausüben, je nachdem es sich um größere oder geringere Mengen aufgebrachten Bodens und außerdem darum handelt, ob dieser auf einer geneigten Hafensohle oder auf einer höher gelegenen ebeneren Geländefläche lagert. Diese Verschiedenartigkeit der wagerechten Beanspruchung der Mauer mit ihren teilweise nicht unerheblichen Erddrücken hätte sie nicht gefährden können, wenn man an der ursprünglichen Planung der Speichervorsetze mit großen lotrechten Auflasten festgehalten hätte, die sich aus den auf ihr zu errichtenden Gebäuden ergaben. Als man jedoch diese Absicht zugunsten des kaimäßigen Ausbaues des Magdeburger- und Versmann-Kais aufgab, traten gänzlich veränderte Ansprüche an die Kaimauer heran, denen sie, wie die Tatsachen zeigen, nicht mehr gewachsen war. Um es noch einmal kurz zusammenzufassen: Die ungünstigen Bodenverhältnisse und die veränderte Inanspruchnahme der Kaimauer waren die hauptsächlichsten Ursachen für ihr Versagen.

Um gegen die Gefahr des Einsturzes ein für allemal gesichert zu sein, die vorhandenen Ausbuchtungen zu begradigen, und um die von den Kaibetrieben schon seit längerer Zeit beantragte Vertiefung der Hafensohle vor den Fruchtschuppen, die mit Rücksicht auf die steigenden Schiffsabmessungen notwendig wurde, ausführen zu können, entschloß man sich zum völligen Umbau der Kaimauer.

Im Winter 1926/27 wurden die erforderlichen Ausschreibungsunterlagen in der Konstruktionsabteilung der Wasserbaudirektion angefertigt. Um die vorerwähnten Bedingungen zu erfüllen, ist zunächst nach dem Abbruch des vorderen Mauerteiles eine neue Holzpfahlreihe vor der alten Anlage vorgesehen, die mit Rücksicht auf die Vertiefung der Hafensohle um 2 m (auf — 4 m HN) mit einem Pfahlabstande von 2,15 m bis — 8 m HN zu rammen ist. Die alte Spundwand, die naturgemäß bei einer Hafenvertiefung dem vermehrten Erddruck nicht mehr gewachsen ist, wird durch eine Larssenwand Profil 4 ersetzt. Die auftretenden Zug- und Druckkräfte werden durch Eisenbetonpfahlböcke, die in einem Abstande von 2 m gerammt werden, aufgenommen. Die Verbindung der Eisenbetonpfahlböcke mit dem vorderen Mauerkörper wird durch eine Eisenbetonplatte hergestellt, die die Larssenwand in ihrem oberen Teile faßt und ihr als Auflager dient. Durch die in die Platte einbetonierten Eisen wird der vordere Teil der Mauer an den rückwärtigen Eisenbetonpfählen verankert. Aus diesem Grunde sind die vorerwähnten Eisen mit den Eiseneinlagen der Pfähle und den im vorderen Mauerkörper einbetonierten Eisenbahnschienen verbunden. Auf dem vorderen Teile der Platte erhebt sich dann der obere Mauerkörper. Abb. 8 zeigt Ansicht, Grundriß und Schnitt des ausgeführten Entwurfes.

Im April 1927 wurden durch die Bürgerschaft die Mittel bewilligt, und am 3. Juni 1927 erhielt die Firma Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, Zweigniederlassung Hamburg, den Auftrag zur Ausführung. Sämtliche Erd-, Abbruch- und Betonarbeiten sowie die Rammung der Eisenbetonpfähle führte die Firma selbst aus, während sie für die Rammung der Spundwand und der Holzpfähle sowie für die Zimmerarbeiten die Hamburger Firma Fluck & Sohn als Unterübernehmer herangezogen hatte.

Für den Umbau der Kaimauer stand mit Rücksicht auf das im November wieder einsetzende Fruchtgeschäft nur die äußerst kurze Bauzeit von kaum fünf Monaten zur Verfügung, eine nicht zu unterschätzende Schwierigkeit bei der Ausführung. Sofort nach Zuschlagerteilung begann die Firma mit dem Aufnehmen des Pflasters der alten Kaistraße, dem Abtransport der Pflastersteine in die inzwischen geräumten Fruchtschuppen A und B und dem Aushub des Sandbodens hinter der Kaimauer, der in bauseitig zur Verfügung gestellten Schuten abgefahren wurde. Wegen der Dringlichkeit der Arbeiten wurde an zwei Stellen, am Ostende des Schuppens B (Bauabschnitt B) und am Ostende des Schuppens A (Bauabschnitt A) (Abb. 3), mit der Arbeit begonnen; auch wurden sofort Doppelschichten eingerichtet. Bevor der eigentliche Abbruch der Kaimauer in Angriff genommen werden konnte, wurden die vor den Schuppen A und B stehenden Halbportalkrane teils vor den angrenzenden Schuppen 22 geschoben, teils mittels eines Schwimmkranes abbefördert und an freien Plätzen des Hafens gelagert (Abb. 9). Vier Laufkatzenkrane, die auf diese Weise nicht entfernt werden konnten, wurden zunächst am Westende des

Schuppens B zusammengeschoben und blieben dort so lange stehen, bis vor Schuppen A ein genügend großes Stück der neuen Kaimauer fertiggestellt war, um sie hierher verschieben zu können.

Gleichzeitig mit dem Abtransport des Bodens wurde mit dem Aufnehmen einer in der Kaistraße liegenden Wasserleitung und des Kraftkabels sowie mit dem Absteifen der Schuppenrampenmauer begonnen. Mitte Juni waren diese Arbeiten so weit gefördert, daß der Abbruch der alten Mauer in Angriff genommen werden konnte, der zunächst von Hand betrieben wurde. Bald zeigte sich jedoch, daß auf diese Weise kein genügender Baufortschritt erzielt wurde. Es wurde deshalb mit Kompressoren und Drucklufthämmern die Arbeit fortgeführt (Abb. 10). Zur Erleichterung der Kompressorarbeit wurden außerdem Wasserdruckpressen angesetzt, die größere Stücke der Kaimauer lostrennten, die dann für den Abtransport leichter von den Kompressoren zerkleinert werden konnten. Auch dieses Arbeitsverfahren erwies sich noch als zu langsam; man schritt nunmehr zu Sprengungen mittels Ammonium-Gelatine, die die Abbrucharbeiten wesentlich erleichterten und die vorhandene Sandsteinverblendung, die bei der neuen Mauer zum Teil wieder Verwendung finden sollte, kaum beschädigten. Das abgebrochene Backsteinmauerwerk wurde in Schuten verladen und die gewonnenen Sandsteinquader zur Säuberung und weiteren Bearbeitung auf den Schuppen gelagert. Inzwischen waren im Schuppen B die für die Herstellung der Betonpfähle erforderlichen Einrichtungen getroffen, so daß mit dieser Arbeit am 6. Juli begonnen werden konnte (Abb. 11). Um möglichst schnell rammfähige Eisenbetonpfähle zu erhalten,

Abb. 11. Herstellung der Eisenbetonpfähle.

wurden die ersten Pfähle unter Verwendung von Schmelzzement aus der Abteilung Rolandshütte des Lübecker Hochofenwerkes hergestellt. Gleichzeitig angefertigte Probewürfel ergaben bei einem Mischungsverhältnis von 1 Teil Schmelzzement zu $2^1/_2$ Teilen Kiessand nach 3 Tagen eine Druckfestigkeit von 450 bis 500 kg/cm².

Bei der Herstellung der Pfähle mußte äußerste Sorgfalt beobachtet werden. Der Beton wurde sehr feucht gemischt; die geschütteten Pfähle wurden 6 bis 7 Stunden nach der Herstellung mit Säcken abgedeckt und von da ab jede Stunde reichlich mit Wasser begossen. Nach 36 Stunden wurden sie ausgeschalt und bis zur 60. Stunde stark genäßt. Die Temperatur stieg beim Abbinden verhältnismäßig schnell und erreichte nach 15 bis 25 Stunden ihren Größtwerte mit 30 bis 35 ° C. Nach 40 bis 60 Stunden war wieder normal. Die Kosten für Eisenbetonpfähle bei Verwendung von Schmelzzement stellen sich noch ziemlich hoch, da Schmelzzement etwa $2^1/_2$mal teurer ist als normaler Eisenportlandzement, so daß seine Verwendung nur da vertretbar ist, wo die wirtschaftlichen Vorteile einer kurzen Bauzeit die hohen Kosten aufwiegen.

Etwa 60 % der Betonpfähle, für deren Herstellung eine längere Zeit zur Verfügung stand, sowie die übrigen Betonarbeiten wurden daher auch aus dem billigeren Eisenportlandzement der Gutehoffnungshütte Oberhausen und des Hochofenwerks Lübeck hergestellt.

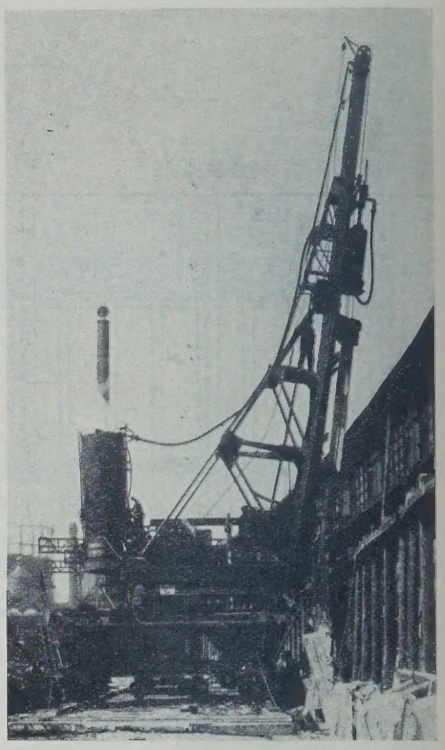


Abb. 12. Rammung der Eisenbetonpfähle.

Anfang Juli waren die Abbrucharbeiten bis + 5,40 m HN (Unterkante der zukünftigen Eisenbetonplatte) so weit gediehen, daß im östlichen wie im westlichen Abschnitt je eine Ramme für die Holzpfahlrammung aufgestellt und mit der Rammung der nach dem Entwurf vor die alte Mauer zu schlagenden Pfahlreihe begonnen werden konnte. Diese gestaltete sich recht schwierig, da die neuen Pfähle häufig mit den alten Pfählen im Grunde zusammentrafen, obwohl der Platz für einen jeden neuen Pfahl bei Niedrigwasser nach dem Stande der benachbarten alten Pfähle genau festgelegt wurde. An der stumpfen Ecke Versmann-Kai und Magdeburger-Kai war es wegen derartiger Hindernisse trotz Zuhilfenahme von eisernen Pfahlschuhen und Anwendung von Spülung nicht möglich, die neuen Pfähle bis zur vorgeschriebenen Tiefe hinunterzurammen. Wir sahen uns daher gezwungen, zur Verstärkung der Mauer vor die vorgesehene Pfahlreihe noch eine zweite zu schlagen, deren Pfähle dann die richtige Tiefe und Festigkeit erreichten. Das war hier an der abgeschrägten Ecke um so unbedenklicher, als die Fahrwasserbreite dadurch nicht erheblich eingeschränkt wurde. Nachdem die Holzpfahlrammung genügend fortgeschritten war, wurde anschließend mit dem Verzimmern der Pfähle und dem Aufbringen des Holmes für die neue Pfahlreihe begonnen.

An die Holzpfahlrammung schloß sich Mitte Juli im östlichen Abschnitt die Rammung der Eisenbetonpfähle für die Platte mittels eines am Baakenhöft gegenüber dem Bauplatze montierten und dann mit Hilfe eines Schwimmkranes nach dem Versmann-Kai beförderten Dampfhammers. Mit Rücksicht auf eine etwaige Gefährdung der Schuppensäulenfundamente durch Spülung war diese für die Rammung der Eisenbetonpfähle und der Larssenbohlen verboten worden. Obgleich Pfähle wie Bohlen 9 bis 11 m größtenteils durch Sandboden geschlagen werden mußten, gestaltete sich die Rammung nicht übermäßig schwierig. Sogar die Rammung der Druckpfähle 1 : 8 über Kopf (Abb. 12), die sich mit Rücksicht auf die beschränkten Raumverhältnisse nicht vermeiden ließ, erwies sich entgegen unseren ursprünglichen Bedenken als gut durchführbar. Die hier verwendeten Schmelzbetonpfähle legten einen glänzenden Beweis ihrer Haltbarkeit ab. Sie konnten teilweise schon drei Tage nach ihrer Herstellung ohne Anstände gerammt werden, nur in wenigen Fällen wurde der Kopf zerschlagen, so daß ein neuer nachgearbeitet werden mußte. Während Mitte Juli im Bauabschnitt B mit der Rammung der Eisenbetonpfähle begonnen wurde, wurde im Abschnitt A die Rammung der Larssenwand in Angriff genommen. Um diese Arbeiten ausführen zu können, mußten die alten Verankerungen (s. Abb. 3) durchschnitten werden. Hierbei zeigte sich, welch außerordentlicher Druck auf der Mauer gelastet hatte. Im Augenblick des Durchschneidens der Anker konnte man einen merkbaren Ruck in der Mauer wahrnehmen. Während des Rammens der Larsseneisen ging die alte Mauer infolge der Bodenerschütterungen sogar noch etwa 20 cm vor, so daß wir uns gezwungen sahen, im Bauabschnitt A vorsichtshalber in einer Länge von etwa 60 m vor der Mauer Sandboden zu klappen. Anschließend an die Rammung der Larssenwand wurde mit dem Abbruch des unter + 5,40 m HN liegenden Mauerwerks begonnen. Zur besseren Verbindung des neuen Beton-

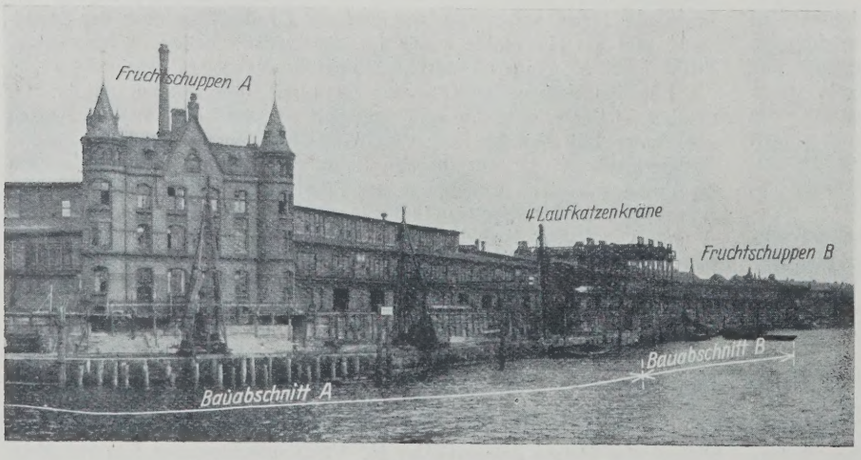


Abb. 13. Blick auf die Baustelle Anfang August.

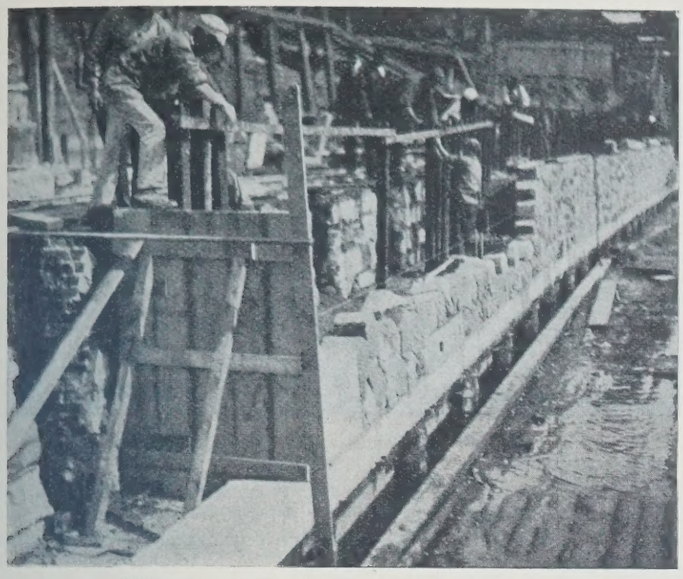


Abb. 14. Aufbau des unteren Mauerkörpers.

körpers mit dem alten Mauerwerk wurden in Abständen von 2,00 m schwalbenschwanzförmige Verzahnungsschlitze eingestemmt, die in Abb. 8 ersichtlich sind. Hierbei stellte sich heraus, daß die Sandsteinverblendung, deren Wiederverwendung für die Verblendung der neuen Vorderfläche man zunächst beabsichtigt hatte, derartig mürbe war, daß ein großer Teil der Quader nicht unversehrt aus dem Backsteinmauerwerk gelöst werden konnte. Es wurde deshalb für diesen Teil der neuen Mauer eine Basaltverblendung unter Verwendung neuen Materials angeordnet.

Ende Juli war auch die Rammung der Eisenbetonpfähle im Bauabschnitt B so weit fortgeschritten, daß dort eine Ramme mit dem Schlagen der Larssenwand beginnen konnte. Anfang August hatte der Dampfhammer hier die Eisenbetonpfähle auf eine Länge von 100 m fertig geschlagen. Dann wurde er mittels Schwimmkranes nach dem Bauabschnitt A gesetzt, um zunächst hier die Rammung zu beenden. Dieser Zustand ist aus Abb. 13 ersichtlich, auf der im Vordergrunde der Bauabschnitt A mit drei Rammen vor dem Fruchtschuppen A, im Hintergrunde Abschnitt B vor dem Fruchtschuppen B mit zwei Rammen erkennbar ist. Zwischen beiden Abschnitten sieht man ein stehengebliebenes Stück der alten Mauer mit den oben erwähnten vier Laufkatzenkranen. — Unterdessen konnte in beiden Bauabschnitten mit dem Abbruch des unter + 5,40 m HN liegenden Mauerwerks fortgefahren und anschließend der Eichenbohlenbelag als Verbindung zwischen dem vorderen Holm der alten Mauer und dem neuen Holm aufgebracht werden (s. Abb. 8). Vor Schuppen A stellte sich nach dem Mauerabbruch heraus, daß der vordere alte Holm infolge des Vorgehens der Mauer so stark gekantet und beschädigt war, daß man die eichenen Bohlen nicht darauf befestigen konnte. Es wurde deshalb eine Erneuerung auf etwa 60 m angeordnet. Bei der Freilegung zeigte sich in voller Deutlichkeit, was man auch bereits früher vor Beginn der Bauarbeiten festgestellt hatte, daß dieser Holm teilweise auf den Pfählen nicht mehr auflag und daß auch die dahinterliegenden Holme vollständig aufgespalten und zerdrückt waren, so daß ihr Verbleiben unter der neuen Kaimauer bedenklich erschien. Es wurde deshalb auf eine Kaimauerlänge von 50 m der gesamte Schwellrost freigelegt, der erste alte Holm durch einen neuen ersetzt, der zweite herausgenommen und die alten Pfähle durch eine Eisenbetonplatte auf verlorener Schalung gefaßt und zum Tragen gebracht (Abb. 8, Schnitt *c—d*). Auf eine Länge von weiteren 80 m kam der verstärkte Querschnitt 2 nach Abb. 8, Schnitt *e—f*, zur Ausführung. Durch diese erheblichen Mehrarbeiten wurde der Baufortgang nicht unwesentlich verzögert, was uns zur Einführung einer dritten Schicht (Nachtschicht) veranlaßte. Von diesem Zeitpunkte an wurde bis Ende Oktober stets in drei Schichten gearbeitet.

Mitte August wurde im Abschnitt B mit dem Versetzen des Granitsockels und dem Herstellen des Basaltmauerwerkes begonnen, an das sich die Betonschüttung zwischen der alten Mauer und der neuen Verblendung schloß (Abb. 14). Es folgte dann Ende des Monats das Kappen der Eisenbetonpfähle und die Herstellung des Eisengeflechtes für die Eisenbetonplatte (Abb. 15). Die Eiseneinlagen wurden als Ankereisen in den vorderen Mauerkörper hineingeführt und mit dort einbetonierten Eisenbahnschienen verbunden. Um die Platte abschnittweise in einem Guß herstellen zu können, haben wir die zwei Hauptabschnitte A und B zusammen in zehn Unterabschnitte eingeteilt, von denen Abschnitt 1 bei der Baakenbrücke und Abschnitt 10 am Ostende vom Schuppen B lag. Die Länge eines jeden Unterabschnittes betrug etwa 45 m (vergl. die Übersicht, Abb. 3). Im Laufe des August war die Rammung der Holzpfähle bis auf den Unterabschnitt 6 im Bauabschnitt B, wo noch die

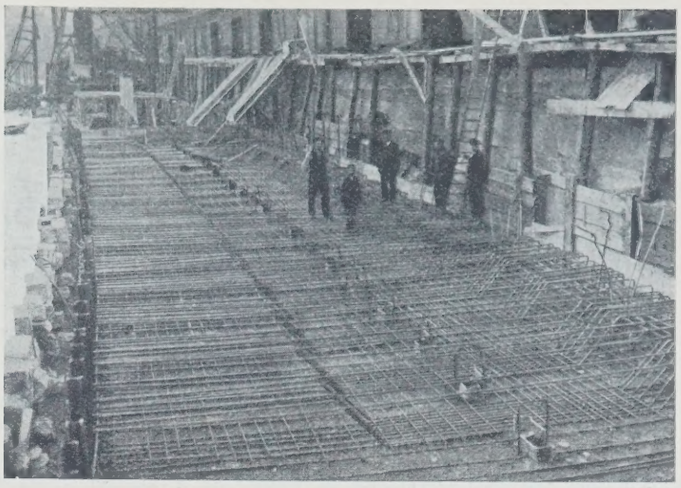


Abb. 15. Flechten der Eisenbetonplatte.

Laufkatzenkrane standen, fertiggestellt, und in der ersten Hälfte des September auch die Rammung der Larssenwand und der Eisenbetonpfähle im Bauabschnitt A beendet. Der Dampfhammer wurde wieder nach Abschnitt B gesetzt, um dort die Eisenbetonpfahlrammung zu beendigen. Die Rammung der Larssenwand war hier inzwischen ebenfalls so weit fortgeschritten, daß sie den Dampfhammer nicht mehr behinderte.

Mittlerweile war auch im Abschnitt A (Unterabschnitt 5) mit der Herstellung der neuen Mauerverblendung, der Betonschüttung des unteren Mauerteiles und dem Eisenflechten für die Platte begonnen. Es folgte hier Mitte September die Betonierung der Platte, die man im Unterabschnitt 10 schon zu Anfang des Monats in Angriff genommen hatte. An die Betonierung der Platten schloß sich die Herstellung des oberen Teiles der Kaimauer (Abb. 16), das Verlegen der Granitabdeckplatten und der Regenwasserabflußleitungen sowie das Hinterfüllen der Kaimauer und das Verlegen der Wasserleitung in der Kaistraße. Es sei hier noch bemerkt, daß der Abschnitt 5 Ende September so weit fertiggestellt war, daß die Laufkatzenkrane zum Umbau dorthin verfahren werden konnten. In der vorher geschilderten Weise wurden die Arbeiten unter Ausnutzung sämtlicher Sonntage fortgeführt, so daß der eigentliche Kaimauerbau am 6. November beendet war.

Abb. 16. Aufbau des oberen Mauerkörpers.

Da infolge der durch die Rammung hervorgerufenen Bodenerschütterungen die Rampenmauer und mit ihr die Rampenabdeckung sowie der Fußboden in beiden Schuppen bis zur wasserseitigen Karrbahn erheblich versackt war, mußte Mitte September im Anschluß an die Hinterfüllung der Kaimauer mit der Wiederherstellung vorgenannter Anlagen begonnen werden. Wegen der vorgesehenen Verbreiterung der Rampenabdeckung um 60 cm wurde die Rampenmauer entsprechend verstärkt (Abb. 8). Der Abbruch der versackten Rampenabdeckung (Abb. 17), das Entfernen von Holzverschlägen an der wasserseitigen Schuppenwand, die für die Aufbewahrung von Waren und Geräten dienten, das Höherlegen des Fußbodens und das Wiederaufstellen der Verschläge wurde von der Bauverwaltung im Eigenbetrieb ausgeführt, während die Schüttung der

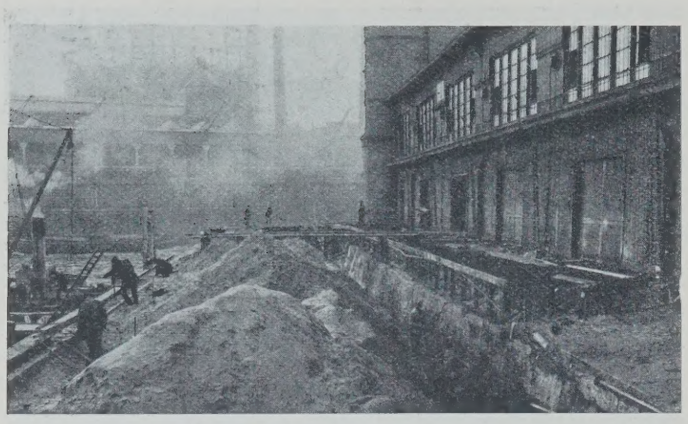


Abb. 17. Wiederherstellung der Rampe.

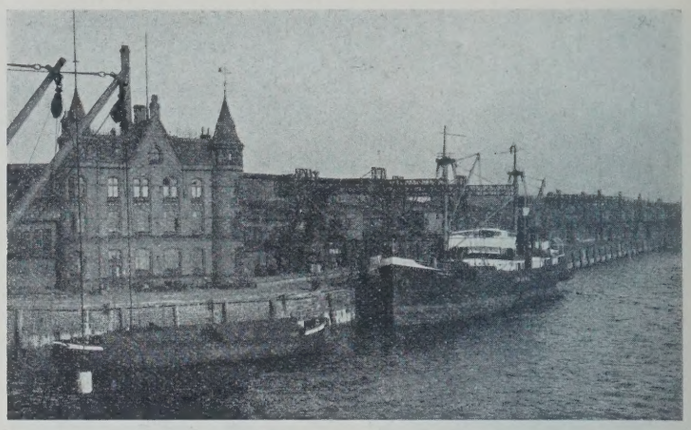


Abb. 18. Die Mauer nach dem Umbau.

Rampenmauer und der Abdeckplatte der Firma Grün & Bilfinger als Mehrarbeit übertragen wurde. Der Zementestrich auf der Rampenabdeckung wurde unter Zusatz von Festan und Liturin hergestellt, Mittel, die dem Beton eine besondere Härte geben und ihn gegen die Beanspruchung durch den Karrenverkehr widerstandsfähig machen sollen. Im Anschluß an die Herstellung der Rampenmauer folgte die Einplanierung und Pflasterung der Kaistraße, die bis zum 18. November 1927 vor der östlichen Hälfte des Schuppens B und vor Schuppen A am Magdeburger- und Versmann-Kai fertiggestellt war (Abb. 18). Zur gleichen Zeit war auch die Anfang Oktober begonnene Rammung und Verzimmerung der Streichpfähle vor der Kaimauer durch die Hafenbauabteilung B, der Umbau der Krane durch die Maschinenbauabteilung und die Vertiefung der Hafensohle von — 2,70 m HN auf — 4 m HN durch den staatlichen Baggereibetrieb beendet. Am 17. November wurde die Kaistrecke vor dem Fruchtschuppen A dem Betriebe wieder übergeben, und am gleichen Tage konnte der erste Fruchtdampfer seine Ware im Schuppen einlagern. Nunmehr setzte das Fruchtgeschäft in vollem Umfange ein und zwang uns, auch die Restarbeiten vor und in dem Fruchtschuppen B mit äußerster Schnelligkeit zu beenden. Anfang Dezember konnte auch dieser Schuppen mit der vor ihm liegenden Kaistrecke dem Fruchtgeschäft zur Verfügung gestellt werden.

Wie wichtig die rechtzeitige Fertigstellung des Kaimauerumbaues und der Wiederherstellungsarbeiten auf den Schuppen war, geht daraus hervor, daß vom 17. November bis 13. Dezember 1927 in den beiden Schuppen nicht weniger als 250 000 Kisten mit Südfrüchten (in der Hauptsache Apfelsinen, Mandarinen und kalifornische Äpfel) mit einem Gewicht von über 12 Mill. kg gelöscht wurden, deren Unterbringung in den übrigen Fruchtschuppen nicht mehr möglich gewesen wäre.

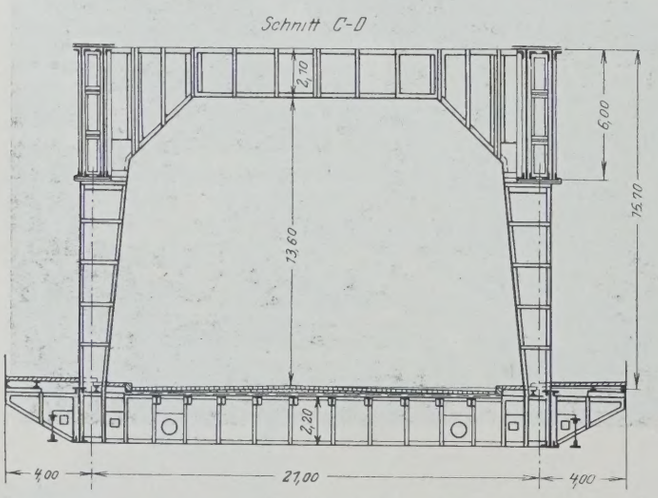
Die Arbeiten wurden geplant und ausgeführt unter der Leitung von Oberbaudirektor Dr.-Ing Wendemuth und Baudirektor Bunnies. Die Konstruktionsarbeiten wurden in der von Oberbaurat Baritsch geleiteten Konstruktionsabteilung geleistet. Die Aufsicht über die Bauarbeiten selbst lag dem Verfasser ob, während mit der örtlichen Bauleitung Dipl.-Ing. Benrath betraut war.

Die Verwendung von Kabeln für Zugbänder weitgespannter Bogenbrücken.

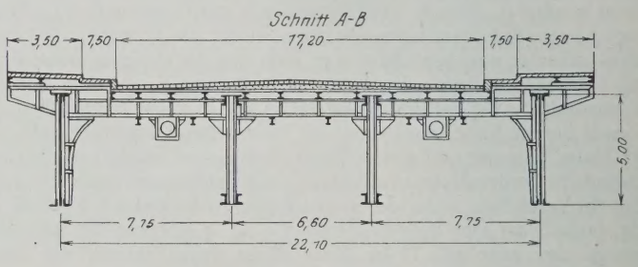
Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Karner,** Zürich.

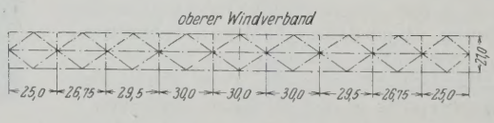
Mit zunehmender Stützweite einer Brücke bleiben das Gewicht der Fahrbahn und die Verkehrslast f. d. lfd. m angenähert gleich, wenn nicht der Belastungsgleichwert für letztere je nach der Vorschrift sogar abnimmt. Das Gewicht der Hauptträger der Brücke mit den zugehörigen Längs- und Querverbänden dagegen nimmt außerordentlich rasch zu, und die überwiegende tote Last beeinflußt Kosten und Wirtschaftlichkeit des Bauwerkes ungünstig. Der Groß-Brückenbau erfordert daher einen Brückenstoff, der entsprechend hohe Festigkeit besitzt und ein möglichst niedriges Eigengewicht ergibt; zugleich werden die Querschnitte und Abmessungen der einzelnen Bauteile im Vergleich mit einer Ausführung in einem Bau-



Zu Abb. 1.



Zu Abb. 1.



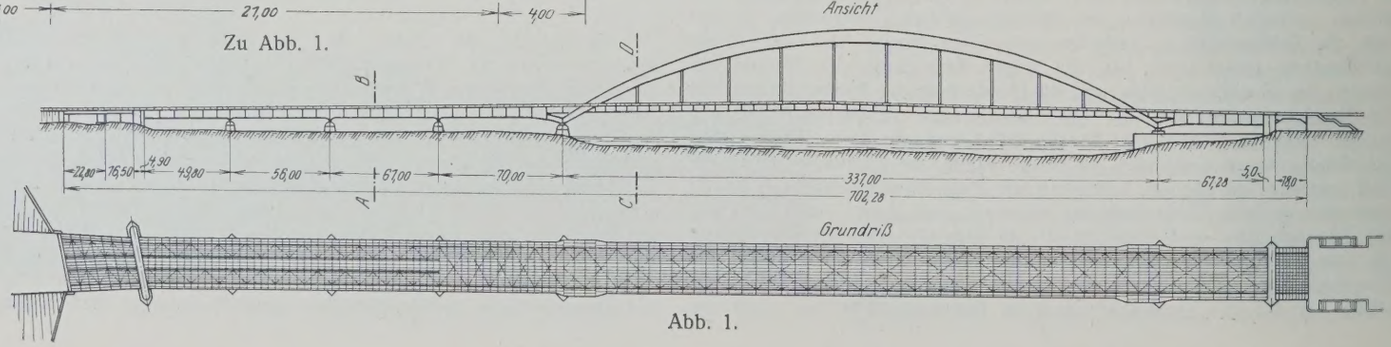


Abb. 1.

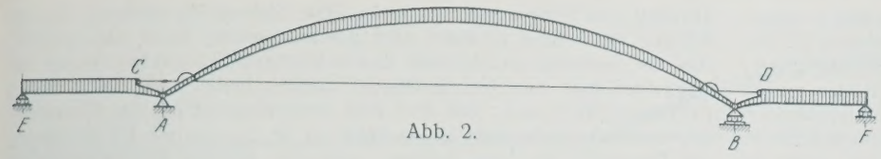


Abb. 2.

stoff geringerer Festigkeit ebenfalls kleiner, dadurch leichter bearbeitbar und wirtschaftlicher. Wir bleiben aber bei der Verwendung eines einheitlichen Baustoffes höherer Festigkeit nicht stehen, sondern verwenden je nach der statischen Gliederung des Bauwerkes auch zwei oder mehrere verschiedene Baustoffe, wenn wir beispielsweise bei weitgespannten Hängebrücken für das Zugglied Baustoffe weit höherer Festigkeit, nämlich Kabel anwenden. Jedem Baustoff wird der Bauteil zugewiesen, der seiner Eigenart am besten entspricht, das Kabel übernimmt reine Zugkräfte, während aus Stahl diejenigen Teile der Brücke gebaut sind, die der Versteifung dienen und als solche außer Zug auch Druck und Biegung aufzunehmen imstande sind.

Wenn nun auch bei weitgespannten Hängebrücken (bei Hängebrücken kleiner Stützweiten ist eine Kombination zweier Baustoffe durchaus nicht am Platze!) die Verwendung von Kabeln längst bekannt ist, so scheint doch in der Literatur die Verwendungsmöglichkeit eines Kabels als Zugband für eine Bogenbrücke bisher noch nicht erörtert worden zu sein. Da bei dem Wettbewerb um die Brücke in Köln-Mülheim (Ersatz-Schiffbrücke) unter anderem auch eine Bogenbrücke mit einem Kabelzugband eingereicht worden war[1]) und diese insbesondere auch weiterhin unter den in Frage kommenden Bauformen eine sehr ernsthafte Anhängerschaft hatte, will ich auf die Besonderheiten eingehen, die sich technisch bei der Verwendung eines Kabels als Bogenzugband ergeben. Anscheinend ist bei der Beurteilung der Verwendung eines Kabels bei einer Bogenbrücke mit Zugband die Analogie mit der Kabelhängebrücke nicht genügend erkannt, daher werde ich auf den Vergleich zwischen einer Bogenbrücke mit Kabelzugband und einer Kabelhängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub besonders eingehen. Ästhetische Fragen und die Frage nach den Gesamtkosten des Brückenbaues sollen bei den nachfolgenden Ausführungen nur gestreift werden. Es ist zunächst notwendig, den Entwurf der Bogenbrücke mit dem Kabelzugband, wie er der Stadt Köln vorlag, zu schildern, um dann zu zeigen, daß die Kabelverwendung nach reiflicher Überlegung aus technischen und wirtschaftlichen Gründen vorgeschlagen wurde.

Der von der Firma Aug. Klönne, Dortmund, eingereichte Entwurf geht aus Abb. 1 hervor. Die gegenüber der ersten Ausschreibung geänderten Belastungsannahmen und die verringerte Brückenbreite sowie der zutage getretene Wunsch nach einer größeren Stützweite hat diese dargestellte Brückenform aus dem ursprünglich eingereichten Entwurf „Gespannter Bogen“ unter gleichzeitiger Verwendung eines Vollwandbogens entstehen lassen.

Der Rheinstrom wird in einer Hauptöffnung von 337 m Stützweite überspannt, an die sich zwei Seitenöffnungen anschließen, die auf der Seite Mülheim 61,28 m und auf der Seite Köln 70,0 m Stützweite zeigen. Für die Hauptöffnung und für die beiden Seitenöffnungen sind vollwandige Bogen bezw. Balken vorgesehen, und auch die Flutbrücken, die sich auf der linken Stromseite an die Seitenöffnung anschließen, sind zur Vereinheitlichung des gesamten Brückenbildes als Blechträger ausgebildet.

Der Hauptbogen ist ein Sichelbogen, der auf Mitte Bogenträger, im Scheitel gemessen, eine Höhe von 47 m über den Kämpfern hat, also einen Stich von 1 : 7,2 aufweist. Die Abstände der Hängestangen, die die vom Zugband unabhängige Fahrbahn tragen, sind aus ästhetischen und wirtschaftlichen Gründen mit rd. 30 m Abstand, und zwar von den Kämpfern zur Bogenmitte zunehmend gewählt. Das Zugband ist in Fahrbahnhöhe angeordnet. Da bei einem Sichelbogen das hochgelegte Zugband zweckmäßig nicht im Schnittpunkte mit der Bogenachse an diese angeschlossen wird (wegen der damit verbundenen großen Biegungsmomente aus lotrechten Kräften an den Bogenenden), so geschieht der Anschluß in den Punkten *C—D* der beiden Seitenöffnungen *A—E* und *B—F* (Abb. 2). Diese Seitenöffnungen sind daher in ihrer Querschnittausbildung ebenfalls zweiwandige Blechträger wie der Bogen selbst und leiten die Horizontalkraft des Zugbandes zu den Kämpfern zurück, um dort das Gleichgewicht mit dem vom Bogen herkommenden Druck herzustellen. Die Anordnung des Zugbandes bedingt also eine teilweise Heranziehung der Seitenöffnungen zur Aufnahme des Kräftespiels, wodurch die außerordentliche theoretische Ähnlichkeit mit einer Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub entsteht. Die schematische Darstellung der Abb. 2 zeigt, daß trotz der Höherlegung des Zugbandes dessen Wirkung die gleiche ist wie bei einem an den Kämpfern angreifenden. Die Parallelverschiebung der Kraft geschieht auf Kosten der Seitenöffnungen allein, in denen den durch senkrechte Lasten hervorgerufenen Beanspruchungen entgegengesetzte Biegungsmomente erzeugt werden. Bei richtiger Ausbildung entsteht durch diese Höherlegung keine wesentliche Vermehrung des Eigengewichtes. Die elastische Wirkung des Zugbandes erstreckt sich nicht nur auf dieses allein, sondern auch auf die beiden Seitenöffnungen, was bei der Berechnung berücksichtigt ist. Die Fahrbahn ist frei schwebend angeordnet, in der Ebene der Hauptträger sind Hauptlängsträger (mit der Stützweite der Hängestangenentfernung) vorgesehen, die die eigentliche Fahrbahn tragen. Die sonstige Gliederung, die Anordnung von Verbänden usw. ist die übliche, wobei nur auf leichtes, luftiges Aussehen gesehen wird.

Mit Ausnahme des Zugbandes ist für die gesamte Konstruktion Si-Stahl als Baustoff gewählt, und für die Durchführung ergeben sich normale Konstruktionsabmessungen.

Abweichend von den bisher bekanntgewordenen Formen der Bogenbrücken mit Zugband, bei denen die Zugglieder der Hauptträger aus mehr oder weniger steifen genieteten Konstruktionen bestehen, sind aus Gründen, die ich später ausführlich darlegen werde, Kabel angeordnet. Beiderseits der Hauptlängsträger, die in der Achse der Haupttragwände liegen, ist je ein Kabelsystem aus 24 Schenkeln von etwa 85 mm Durchm. in sechseckiger Anordnung gewählt. In der laufenden Strecke erhalten diese Kabelbündel kräftige Verschellungen, außerdem eine durchlaufende Unterstützung an den Hauptlängsträgern, so daß eine genaue Montage möglich ist und jede Biegung im Zugorgan vermieden wird. Die Kabelbündel werden symmetrisch an den beiden Schilden der Hauptträger der Seitenöffnungen an die Eisenkonstruktion angeschlossen, und zwar so, daß jede Einzellitze ihren eigenen Eingußkopf erhält, mit diesem bis 50% der Bruchfestigkeit vorgeprüft und dann einzeln montiert wird. Die Schenkel bestehen aus erprobten, patentverschlossenen Seilen von bekannter Querschnittanordnung. Der Anschluß der Kabelbündel an die Eisenkonstruktion der seitlichen Träger geht aus der schematischen Verankerungsskizze der Abb. 3 hervor. Um im Anschlußbereich den Seilen eine zueinander parallele Lage zu geben, sind Abstandhülsen *a* übergeschoben. Die Eingußköpfe *b* zeigen abweichend von den sonst üblichen Formen außen quadratischen Querschnitt und sind möglichst klein (aus hochwertigem Schmiedestahl) gehalten. Die Eingußräume sind konisch ausgeführt und innen glatt, die äußere Form der Köpfe ermöglicht die Anbringung einer kräftigen Bandage *c*, die die Köpfe eines Systems gleichsam zusammenschmieden sollen, um eine einheitliche Wirkung zu erzielen. Um die Längen der einzelnen Schenkel mit Rücksicht auf die später zu be-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 9, S. 106 (Schaper), ferner „Der Bauingenieur“ 1927, Aufsatz über den Wettbewerb für die Köln-Mülheimer Rheinbrücke von Kommerell und Rein.

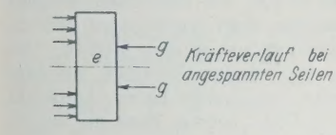
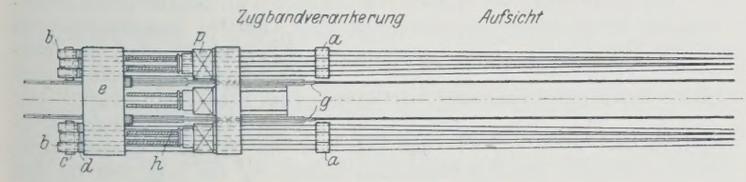


Abb. 3a.



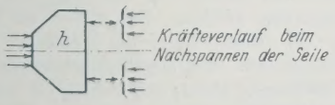
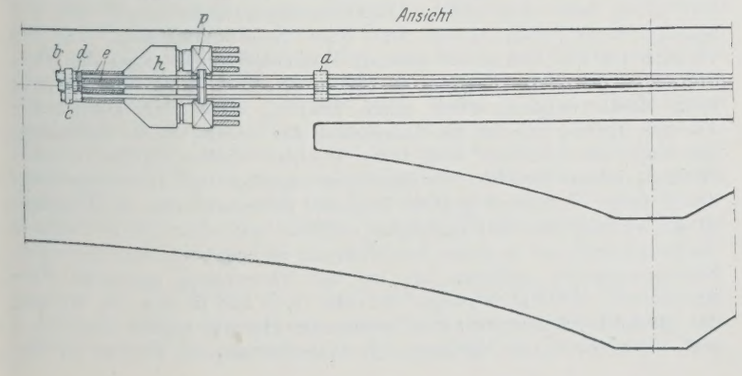
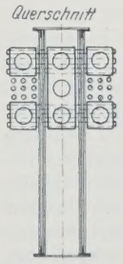


Abb. 3b.





schreibende Prüfung und Montage auszugleichen, sind besondere Längsausgleichfutter *d* vorgesehen. Der Grundgedanke des Anschlusses ist der, daß sämtliche Kraftübertragungen durch unmittelbare Berührung zweier Stahlflächen erreicht werden. Ein anderer Weg ist bei derartigen großen Kräften nicht zweckmäßig, da Nietanschlüsse zu lang und umständlich würden. Die Futterungen *d* pressen auf die Hauptverteilungsplatten *e*, die die Lasten weiter auf die Ausgleichfutterung *f* und diese wieder an die Wandungen der Eisenkonstruktion *g* übertragen. Die schematische Art der Kraftübertragung geht aus der Abb. 3a hervor. Um die richtige Stützweite für den Bogen zu erreichen, ist der Anschluß nachspannbar eingerichtet; die Anspannung geschieht durch einen Druckwasserpressensatz *p*, der, ähnlich wie die Seilköpfe, in der Eisenkonstruktion mit Hilfe der Verteilungsplatten *h* gelagert ist. Diese Platten *h* liegen rechtwinklig zu den Platten *e*, und an den Kreuzungsstellen der beiden Plattensysteme findet die Kraftübertragung statt, wenn die Pressen in Wirksamkeit sind. Abb. 3b gibt für diesen Fall das Schema der Lastübertragung. Der Pressensatz besteht aus 7 Einheiten, wobei 5 für die aufzunehmenden Kräfte genügen und 2 zur Reserve vorhanden sind.

Für die Montage der Brücke unter der gesamten Eigengewichtslast (also einschl. der vollständigen Fahrbahnabdeckung) ist aus später noch angedeuteten Gründen im Scheitel des Bogens ein Gelenk vorgesehen, so daß wir es zunächst mit einem Dreigelenkbogen mit Zugband zu tun haben, für welches System die Längeneinstellung des Zugbandkabels durch die Pressen in Frage kommt.

Für die Beurteilung des ganzen Brückensystems ist nun nur noch die Prüfung und der Einbau des Kabels von Interesse.

Bei der Wahl des Seilquerschnittes von 85 mm Durchm. wurde von der Überlegung ausgegangen, daß diese Zugglieder in der Fabrik fix und fertig hergestellt werden und so eng gerollt werden können, daß sie im Kahn transportiert und in der Nähe des Hauptpfeilers der Brücke ausgeladen werden können. Auf der Brücke ist über der Entladestelle eine große Seilscheibe gedacht, über die die Einzellitzen gezogen werden. Die weitere Adjustage der Seile und die Prüfung geschieht auf der längeren Vorlandbrücke. Zum Zwecke des Angießens der erforderlichen Stahlgußköpfe sind zwei etwa 6 m hohe Gerüste mit Bühnen vorgesehen, auf denen die Seilenden unter Beobachtung des zulässigen Krümmungshalbmessers hochgebogen werden, um senkrecht vergossen werden zu können.

Zuerst sind die Eingußköpfe über das Seilende so weit hinwegzuschieben, daß das überstehende Seilende etwa die doppelte Kopflänge hat. Dann wird das Seil gespleißt, ein großer Teil der Einzeldrähte rückgebogen und der Rest gekürzt. Dann wird der Eingußkopf über dieses verdickte Ende zurückgeschoben und schließlich das Ganze mit Kompositionsmasse vergossen. Die Prüfung ist zur Zeitersparnis gleichlaufend mit der Eingießarbeit gedacht. Die jeweils fertigen Seile werden zwischen Spannblöcke montiert, um das Material bis etwa 50% der Bruchfestigkeit vorzurecken. Mit diesem Vorschlag sollen verschiedene Zwecke erreicht werden:

erstens werden die unelastischen Dehnungen zufolge unvollkommenen Seilverschlusses entfernt,

zweitens wird das elastische Verhalten der Seile geprüft, um das für die endgültige Berechnung maßgebende Elastizitätsmaß zu erhalten, und

drittens wird durch die Reckung Klarheit über die Einheitlichkeit des Materials erhalten.

Bei diesem Vorgang werden die früher angegebenen Seilköpfe mitgeprüft und beobachtet; es werden in die Brücke also auch geprüfte Gußköpfe mit eingebaut. Das Recken selbst geschieht so, daß die Spannung während etwa $^1/_2$ Stunde bis zur Höchstlast unter dauerndem Nachstellen (da die unelastischen Dehnungen die Pressenspannungen immerhin beeinflussen) gesteigert wird. Die Höchstlast bleibt ebenfalls $^1/_2$ Stunde in den Seilen. Dann wird das Seil rasch entspannt und noch während der folgenden 24 Stunden periodisch beobachtet. Auch von den beiden erstgenannten Prüfungsphasen werden Zwischenmessungen genommen. Das Spannungsdiagramm jedes einzelnen Seiles gibt ein gutes Bild über dessen Arbeitsfähigkeit. Für den Einbau der Seile werden besondere Vorkehrungen getroffen, um die Seile nach dem Recken nicht mehr biegen zu müssen; sie werden in flacher Neigung über Holzrollen unter ihre endgültige Lage gebracht, und die Einzellitzen werden mit kleinen Flaschenzügen an vielen Stellen gleichzeitig in die richtige Lage gehoben. Das Ausgleichen der etwa vorhandenen Überlänge der Seile gegenüber der Konstruktion wird sofort nach Einbau jeder einzelnen Litze durch die schon erwähnten Futterungen vorgenommen. Nach dem Einbringen der ganzen Pakete wird dieses geschlossen und ausreichend verschellt und auf der ganzen Länge durch eine leichte Eisenkonstruktion unterstützt. Es tritt hier somit der besondere Fall ein, daß ein Bauglied der Brücke, das Kabel, einer außerordentlichen Festigkeitsprüfung in seiner Gesamtheit unterzogen wird, bei der die Prüfungsbeanspruchung wesentlich höher ist als die später infolge Eigengewicht und Verkehr zu erwartende. Kein einziger Konstruktionsteil der ganzen Brücke wird oder kann einer so weitgehenden Prüfung unterzogen werden, diese geht weit über die sonst mögliche Baustoffprüfung hinaus, die sich nur auf Untersuchung von Probestäben erstreckt. Die Sicherheitsermittlung bei der Prüfung des Kabels ist dabei noch überaus einfach, wenn man bedenkt, daß die Spannung proportional den auftretenden Längenänderungen ist. Betrachtet man nun ein Seilbündel, dessen Enden konstruktiv derart zusammengefaßt sind, daß dort eine Längsverschiebung der Einzelteile gegeneinander nicht möglich erscheint, so ist die gesamte Formänderung des Bündels in der Längsrichtung unter einer gewissen Kraftwirkung ein Maß für die größte in irgend einem Draht und an irgend einer Stelle eines Einzelseiles auftretende Spannung. Dieses Ergebnis schwankt mit dem Elastizitätsmaß noch in gewissen Grenzen. Es ist also notwendig, wenn man nicht den noch sicheren Weg einer Grenzrechnung mit dem Höchstwerte des Elastizitätsmaßes einschlagen will, die mittlere tatsächlich auftretende Größe vor dem Einbau durch praktische Messungen festzustellen, was bei der in Aussicht genommenen Seilprüfung ohne weiteres möglich ist. Alle dabei auftretenden Ungenauigkeiten bei der Montage, kleine Längenunterschiede in den einzelnen Seilen, unvollkommener Anschluß usw. werden dabei als spannungsbringend gewertet, sind aber in Wirklichkeit unelastische Wirkungen. Bedenkt man noch, daß nach der Prüfung das Seil zum Einbau lediglich eine wagerechte Verschiebung ohne Biegungsbeanspruchungen mitzumachen hat, so sind die getroffenen Sicherheitsvorkehrungen von einem Umfange, der eigentlich über das technisch Notwendige weit hinausgeht.

Bei Anwendung eines derartig hochausgenutzten Materials sind naturgemäß die Formänderungen (Längsdehnung des Kabels) entsprechend größer als bei Anwendung einer genieteten Konstruktion. Um die hierdurch begründete Mehrbelastung des Bogens, die natürlich rechnerisch restlos erfaßbar ist, auszuschalten, bleibt der Bogen bei der Montage bis nach dem Aufbringen der gesamten ständigen Last und Straßendecke ein Dreigelenkbogen unter Anordnung eines Gelenkes im Scheitel. Da die Verkehrslast nur etwa $^1/_3$ der Eigengewichtslast beträgt, kann dadurch etwa $^2/_3$ der Längsdehnung des Kabels ausgeschaltet werden. Erst nachdem das Zugorgan nach hinreichend langer ruhender Belastung endgültig eingestellt ist, wenn also der Bogen mit Hilfe der Pressen seine tatsächliche Stützweiten erhalten hat, wird das Scheitelgelenk fest vernietet.

Die größere Längsdehnung eines Kabelzugbandes gegenüber einer genieteten Konstruktion ist auch weiterhin deswegen unbedenklich, weil ein schlanker Bogen gegen Widerlagerverschiebungen ziemlich unempfindlich ist und daher auch ruhig noch die Längsänderung infolge Eigengewichts in Kauf genommen werden könnte. Wenn trotzdem ein Scheitelgelenk vorgesehen ist, so geschieht dies außer dem vorhin geschilderten Grunde noch wegen der einfacheren Montage und der besseren Möglichkeit, die endgültige Bogenform richtig zu erreichen.

Die Durchbiegungsberechnungen ergeben für die vorliegende Brücke Größtwerte von nur etwa 1/2000 der Stützweite bei gleichmäßig verteilter Vollverkehrslast. Der berechnete Wert wird aber praktisch nie eintreten, da die Vollbelastung einer Straßenbrücke unter Annahme einer vollständig gleichmäßigen Verteilung über die ganze Brücke nur theoretisch möglich ist und eine solche Belastung den Charakter einer Verkehrslast verliert, vielmehr sämtliche Lasten als ruhend angenommen werden müßten. Der tatsächliche Fall unter Zugrundelegung eines starken Verkehrs, bei dem die einzelnen Fahrzeuge gewisse Abstände voneinander haben, entspricht höchstens der halben Vollast. In diesem Falle beträgt dann die Durchbiegung nur 1/4000 der Stützweite.

Zur Verwendung von Kabeln als Zugglieder für Bogenbrücken kommt man aus konstruktiven und wirtschaftlichen Gründen ausschließlich bei großen Stützweiten. Für Bogenbrücken mit Zugband wird die Wirtschaftlichkeitsgrenze der Stützweite und die praktische Baumöglichkeit gerade durch die Anwendung von Kabeln stark nach oben gerückt. Der praktische Vorteil liegt in der Gewichtsersparnis gegenüber der genieteten Konstruktion; diese erstreckt sich aber nicht nur auf das Zugband selbst, sondern auf die gesamte Bogenkonstruktion, da die tote Last für den Bogen eine wesentliche Verringerung erfährt. Das Kabel als Zugglied höherer Festigkeit ist rein auf Zug beansprucht; das genietete Zugband erhält aber außerdem außerordentliche Biegungsbeanspruchung infolge Eigengewichts und infolge der Belastung durch die Fahrbahn, und es bedarf ferner eines wesentlichen Materialmehraufwandes durch die notwendige Berücksichtigung der Niet- bezw. Bolzenquerschnitte. Für den vorliegenden Fall beträgt die gesamte Gewichtsersparnis gegenüber einer Brücke mit genietetem Zugband rd. 3500 t, eine Zahl, die die Berechtigung einer Kabelanwendung allein schon erweist. Aber auch konstruktive Vorteile ergeben sich bei der Anwendung des Kabels, da die Ausbildung des Zugbandes einfacher wird, beim Anschluß unübersichtliche, in ihrer Wirkung schwer erfaßbare Nietanschlüsse wegfallen und diesen gegenüber das in seiner Gesamtheit geprüfte Zugkabel vorteilhafter ist. Auch statisch ist die Wirkung des Kabelzugbandes einfacher und klarer, da im Zugband überhaupt keine und an seiner Anschlußstelle im Bogen wesentlich geringere Nebenspannungen auftreten als bei der Verwendung genieteter Konstruktionen. Schließlich mögen die Abb. 4, 5 und 6 noch die Wirkung des ganzen Brückenbauwerkes in ästhetischer Hinsicht zeigen. Die Abb. 4 gibt, unbeschwert von Maßlinien, die Linienführung des Bogens und den

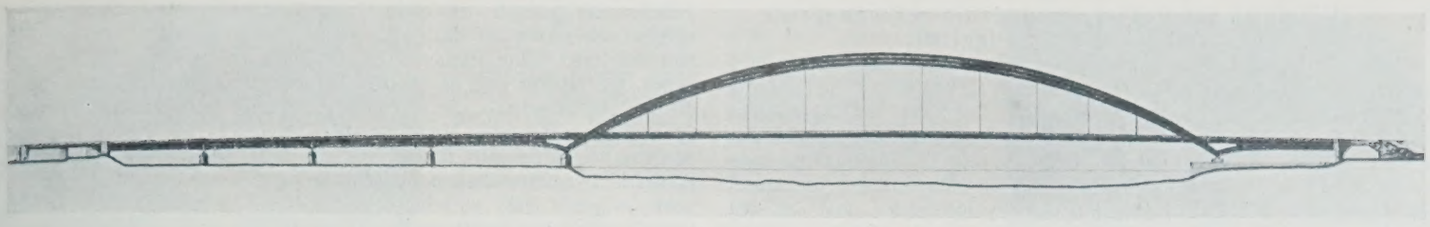


Abb. 4.

Übergang in die Flutbrücken wieder; Abb. 5 zeigt die Brücke im Modell und Abb. 6 schließlich einen Blick in das Brückeninnere von der Fahrbahn aus.

Da, wie schon eingangs erwähnt, eine gewisse Analogie zwischen einer Bogenbrücke mit Kabelzugband und einer Kabelhängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub besteht, wenden wir uns dem näheren Vergleich zu, der sich lediglich auf eine Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub und auf eine Bogenbrücke mit Zugband nach dem vorhin geschilderten System bezieht. Wir werden weiterhin nur mehr kurz von der Hängebrücke und von der Bogenbrücke sprechen.

1. Vergleich der theoretischen Systeme.

Beide Brückenformen sind Kombinationen eines druck- und biegungssteifen Bauteiles mit einem Zugglied, sie sind äußerlich statisch bestimmt und geben für Eigengewichts- und Verkehrslasten nur lotrechte Pfeilerdrücke. Wagerechte Kräfte treten an den Auflagern nur infolge von Wind, Bremskräften, Auflagerreibung usw. auf. Innerlich sind beide Systeme durch das Zugglied einfach statisch unbestimmt, sofern nicht der biegungssteife Bauteil selbst (als Grundsystem) statische Unbestimmtheiten aufweist. Bei der Hängebrücke ist der druck- und biegungssteife Teil ein durchlaufender Träger über drei Felder (gegebenenfalls durch die Gelenke entsprechend statisch bestimmt gemacht), der einmal zur Versteifung des Hängeseiles für Verkehrslast dient und weiter die Horizontalkomponente der Zugseilkraft zu übernehmen hat. Bei der Bogenbrücke ist die Mittelöffnung ein Bogen, die Seitenöffnungen sind Balkenträger, die mit ersteren durch Gelenke verbunden sind. Das Zugglied übernimmt auf dem geschilderten Umwege über die Seitenöffnung den Schub des Hauptbogens.

Die Berechnung der beiden Bauformen ist grundsätzlich die gleiche; für die Ermittlung der einzigen statisch unbestimmten Größe ist die Formänderung des Zuggliedes und der damit zusammenhängenden Bauteile maßgebend. Es ist theoretisch gleichgültig, welcher Baustoff für das Zugglied gewählt wird, wenn die Formänderungen diesen entsprechend richtig erfaßt werden.

2. Vergleich der Formänderung, Durchbiegungen und des Genauigkeitsgrades der Berechnung.

Bei der Hängebrücke ist die Formänderung infolge des wesentlich längeren Zugseiles und infolge des wesentlich ungünstiger wirkenden Einflusses des Versteifungsträgers von Hauptöffnung und Seitenöffnungen größer und ihre Bestimmung theoretisch und praktisch ungenauer als bei der Bogenbrücke.

Nicht nur die Formänderungen des Zuggliedes sind bei der Hängebrücke bedeutend größer als bei der Bogenbrücke, sondern auch sämtliche auftretenden Formänderungen und Durchbiegungen sind infolge der Wirkung des Systems und insbesondere infolge des weichen Versteifungsträgers so groß, daß die technische Voraussetzung unserer statischen Berechnung, nach der die Formänderungsgrößen gegenüber den Abmessungen des Bauwerkes verschwindend sind, nicht mehr voll erfüllt sind. Wenn also die Hängebrücke richtig gerechnet wird, bedarf es einer umständlichen Berücksichtigung dieser Formänderung, was bekanntlich nur auf dem Annäherungswege möglich ist. Bei der Bogenbrücke dagegen ist gerade durch den Mittelbogen eine außerordentliche Versteifung der gesamten Konstruktion gegeben, und die Durchbiegungen und Formänderungen bleiben in ganz geringen Grenzen, wodurch die Berechnung des Systems von vornherein genauer ist.

3. Vergleich des Verlaufs der Kraftwirkung.

Grundsätzlich besteht ein wesentlicher Unterschied zwischen der Hänge- und der Bogenbrücke in der Reihenfolge der Belastung der Bauteile. Bei der Hängebrücke wird das Seil durch das Eigengewicht der Hauptöffnung vollständig und durch die Verkehrslast zum größten Teil unmittelbar belastet, da nur ein geringfügiger Teil der letzteren vom Versteifungsträger selbst aufgenommen wird, der mehr eine lastverteilende Wirkung ausübt. Das Hängeglied erhält ebenso unmittelbar alle dynamischen Wirkungen, insbesondere Stoßwirkungen und Schwingungen, die

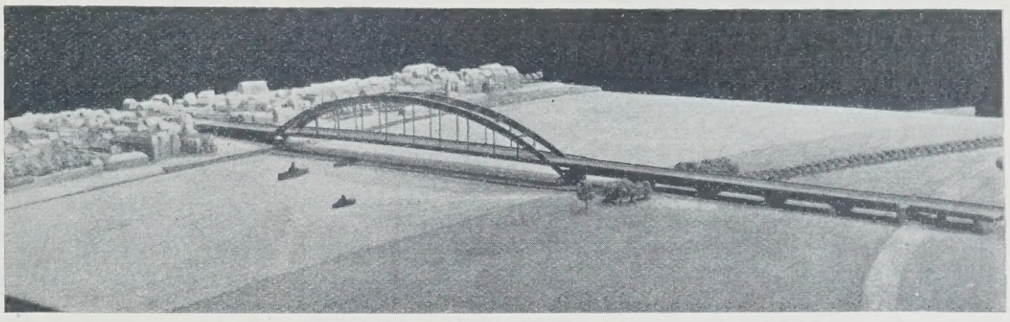


Abb. 5.

durch Verkehrsmittel hervorgerufen werden. Die im Zugglied auftretenden statischen Beanspruchungen werden dann nochmals, soweit sie nicht als senkrechte Lasten durch die Pylonen und lotrechten Verankerungen an den Brückenenden abgegeben werden, als Druckkraft in den Versteifungsträger geleitet.

Bei der Bogenbrücke, die eine frei schwebende Fahrbahn in der Mittelöffnung hat, gelangen alle Kräfte durch die Hängestangen zuerst in

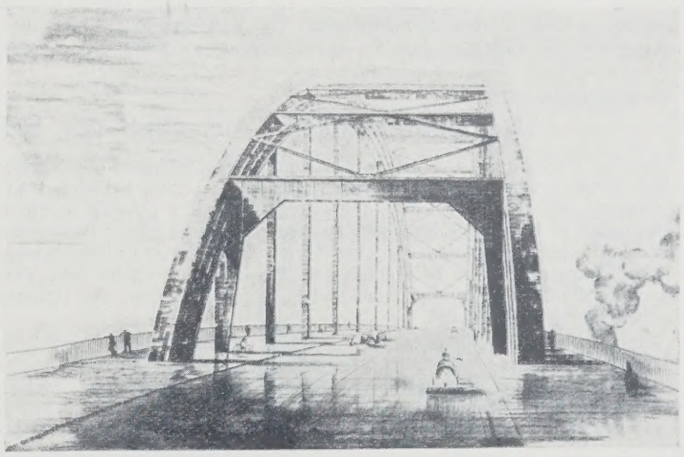


Abb. 6.

den Bogen und dann erst auf dem teilweisen Umweg über die Seitenöffnung in das Zugband. Die Kräfte durchlaufen somit bei der Bogenbrücke von ihrem Angriffspunkte aus die Brückenkonstruktion derart, daß das Zugglied zuletzt belastet wird. Dies bedingt eine wesentlich geringere Wirkung dynamischer Einflüsse, weil diese bereits durch die vom Bogen geleistete Formänderungsarbeit in ihrer Wirkung vernichtet werden. Schwingungserscheinungen sind aus den gleichen und anderen Gründen ebenfalls bei der Hängebrücke wesentlich ungünstiger als bei der Bogenbrücke. Verfolgt man in beiden Brückenarten den Weg der auftretenden Last von ihrem Angriffspunkte bis zur Überleitung in den Boden, so sieht man ferner, daß bei der Hängebrücke von den Kräften wesentlich größere Wegstrecken zurückgelegt werden müssen, weil der Umweg über die Seitenöffnungen ein größerer ist. Die Brückenform mit der größeren Wegstrecke für die Last ist aber unter sonst ähnlichen Verhältnissen notgedrungen schwerer und unwirtschaftlicher.

4. Vergleich der Nebenspannungen und Biegungsbeanspruchungen im Zuggliede.

Bei der Bogenbrücke bekommt das Zugglied reinen Zug, da es keine unmittelbare Belastungen erhält und auch durch die kontinuierliche Lagerung keinerlei Eigengewichtsspannungen auftreten. Das Kabel der Hängebrücke erhält außer seinem Zug beträchtliche Biegungsnebenspannungen an den Anschlußstellen der Hängestangen, in denen die Lastübertragung stattfindet, ferner durch Eigengewicht zwischen den Hängestangen und durch das Umlenken der Seilrichtung an den Pylonenköpfen und an den Anschlüssen an die Versteifungsträger.

Hierher gehört mittelbar noch der Vergleich des Kabelzugbandes einer Bogenbrücke mit einem Zugbande genieteter Konstruktion. Das Nietbild für den Anschluß einer so großen Kraft ist wegen der Flächenausdehnung nicht mehr übersichtlich, die Wirkung der Niete nicht mehr eine gleichmäßige, wodurch ebenfalls Nebenspannungen entstehen, die durchaus nicht der Forderung nach einem gelenkigen Anschluß entsprechen.

5. Vergleich des Einflusses der Stützweiten und der Wirtschaftlichkeit.

Mit Zunahme der Stützweiten nimmt das Eigengewicht der Hauptträger und Verbände, f. d. lfd. m berechnet, rasch zu, während die Verkehrslast gleichbleibt oder sogar abnimmt. Mit Zunahme der Stützweite überwiegt also immer mehr der Einfluß des Eigengewichtes gegenüber der bewegten Last. Aus diesem Grunde tritt der Einfluß von dynamischen Wirkungen und Schwingungserscheinungen mit größer werdenden Stützweiten ebenfalls zurück, welchen Umständen bei der Wahl des Baustoffes für das Zugglied Rechnung getragen werden kann. Kleinere Stützweiten mit relativ großem Einfluß der Verkehrslast erfordern also hierfür größere und steifere Querschnitte, also Baustoffe geringerer Festigkeit; größere Stützweiten dagegen relativ geringere Abmessungen, also Baustoffe höherer Festigkeit. Bei kleineren Stützweiten spielt die Frage nach dem Eigengewicht des Zugbandes keine wesentliche Rolle, bei größeren Stützweiten dagegen eine ausschlaggebende, wodurch sich grundsätzlich die gleiche Forderung für die Wahl des Baustoffes für das Zugglied ergibt. Außer rein technischen Fragen müssen wir aber auch die Wirtschaftlichkeit des Bauwerkes prüfen. Mit zunehmender Stützweite wird die Hängebrücke wirtschaftlicher und der Bogenbrücke mehr und mehr überlegen, während bei kleineren Stützweiten wirtschaftlich die Berechtigung der Bogenbrücken außer Zweifel steht. Es gilt nun die Frage nach der Grenze zu beantworten, und dabei spielt die Wahl des Baustoffes eine wesentliche Rolle. Wenn man bei großen Hängebrücken frühzeitig zum Gebrauch des Kabels als Zugglied übergegangen ist, um dadurch die Möglichkeit der Überwindung großer Stützweiten zu erzielen, so ist bei dem vorliegenden Vorschlag der Verwendung des Kabels als Zugband bei einer Bogenbrücke die gleiche Überlegung maßgebend. Der Vergleich der „wirklichen" Kosten (siehe das Ergebnis des Preisausschreibens) zwischen den beiden Formen hat gezeigt, daß diese Grenze entgegen den bisherigen Erfahrungen sich zugunsten der Bogenbrücke weit nach oben verschoben hat, und daß man heute imstande ist, Bogenbrücken größter Stützweiten zu bauen, die billiger sind als gleichgespannte Hängebrücken und dann noch die Vorteile aufweisen, die ich bisher angeführt habe. Mit zunehmender Spannweite treten die Nachteile der Hängebrücken wegen des Überwiegens der Eigenlasten zurück, und sie sind schließlich bei ganz großen Bauwerken, amerikanischen Bedürfnissen entsprechend, die einzige technisch mögliche und wirtschaftliche Bauform. Allerdings kommen dann Hängebrücken mit aufgehobenem Horizontalzug nicht mehr in Frage.

6. Vergleich der praktischen und konstruktiven Durchführungsmöglichkeit der Brücke.

Es erübrigt sich, auf die konstruktive Durchbildung der reinen Eisenkonstruktion einzugehen. Es interessiert nur der Anschluß des Kabelzuggliedes an diese. Bei der Hängebrücke geschieht dieser Anschluß an den Versteifungsträger unter gleichzeitiger Ablenkung der Kraftrichtung, wobei die einzelnen Litzen unmittelbar an der Anschlußstelle Biegungsbeanspruchungen erhalten. Bei der Bogenbrücke geschieht der Anschluß als reine Zugkraft in der Kraftrichtung. Es ist also zunächst klar, daß die konstruktive Durchbildung des Kabelanschlusses bei der Bogenbrücke einfacher sein muß und insbesondere mit Rücksicht auf die unter den Punkten 1 bis 5 angeführten Gründe die Aufnahme der Kräfte klarer ist als bei der Hängebrücke.

Da ferner bei der Bogenbrücke eine Prüfung des Kabels über die später zu erwartende höchste Inanspruchnahme vorgesehen ist, ein Einbau nach der Prüfung ohne irgendwelche Nebenspannungen stattfinden und genaue Stützweite mit Hilfe des Dreigelenkbogens erzielt werden kann, die ergibt sich eine Genauigkeit und dabei Einfachheit in der Errichtung einer solchen Bogenbrücke, die von einer Hängebrücke oder einer anderen Bogenform nicht erreicht werden kann.

7. Schluß.

Aus dem Vergleich der beiden Brückenformen ergibt sich für die gegebenen Stützweiten auf Grund der vorstehenden Überlegungen, daß die Bogenbrücke mit einem Kabelzug bedeutende technische und wirtschaftliche Vorteile gegenüber einer Kabelhängebrücke mit aufgehobenem Horizontalzug bietet, daß die Bauausführung eine einfache ist und die Gesamtkosten geringer sind.

Mit dem Ergebnis meiner Untersuchungen spreche ich nicht die geringsten technischen Bedenken aus gegen die Ausführung der im Bau befindlichen Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalschub in Köln-Mülheim. Meine Überlegungen sollen nur dazu dienen, die Wege zu weisen, die beim Bau von Bogenbrücken großer Stützweiten gegangen werden können und werden müssen, wenn technische, wirtschaftliche und ästhetische Gründe für eine solche Brückenform sprechen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Geotechnische Ausschuß der Schwedischen Staatsbahnen 1914 bis 1922.[1])

Am 29. Dezember 1913 setzte die Königliche Direktion der Schwedischen Staatseisenbahnen einen geotechnischen Ausschuß, bestehend aus Ingenieuren und Geologen, ein, dem zwei Aufgaben gestellt wurden. Einmal sollte er bestimmte Strecken, insgesamt neun Strecken, geologisch untersuchen und feststellen, wo eine Gefährdung durch Erdrutsch oder ähnliche Vorkommnisse zu befürchten sei. Die zweite Aufgabe war, Vorschläge für die Sicherung der Strecken zu machen, sofern die Prüfung Befürchtungen ergeben sollte.

Am 31. Mai 1922 erstattete der Ausschuß, dessen Obmann seit 1919 Prof. W. Fellenius in Stockholm war, einen durch Bilder und Zusammenstellungen erläuterten umfangreichen Bericht. Es sind über 300 Stellen mit fast 2400 Querschnitten untersucht worden, wobei sich aber die Arbeit auf das Prüfen des Einflusses von Bahndämmen auf den Untergrund beschränkte. Bei etwas über 70 Stellen wurden Sicherungsmaßnahmen für erforderlich gehalten. Besondere Vorsicht hinsichtlich der Streckenbeobachtung und Höchstgeschwindigkeit wurde bei 100 Stellen angeordnet, die eine Länge von 56 km ausmachen. Dem Arbeitsplan war die Erwägung zugrunde gelegt worden, daß das zu bearbeitende Gebiet bisher wenig erforscht sei, und der Ausschuß stellt fest, daß seine Ergebnisse in mancher Beziehung noch als unvollständig angesehen werden müssen. Der beste Weg für eine erfolgreiche Arbeit wäre der, die zu untersuchenden Fälle mit denen zu vergleichen, bei denen die Standfestigkeit bekannt ist. Die Aufgabe ist daher vor allem eine Frage der Verbesserung der Forschungsweisen und der Versuch, möglichst viele erläuternde Beispiele zu bringen.

Bei den Bewegungen des Untergrundes muß man zwei Arten unterscheiden, das Zusammendrücken und das Verschieben lockerer Schichten. Bei ersterem wurde sowohl durch Versuche als auch durch örtliche Forschungen ermittelt, daß feuchter Ton das Wasser bei äußerem Druck ausscheidet, sobald dieser den inneren Druck der Tonteile übersteigt. An mehreren Beispielen wird erläutert, daß unter dem Gewichte des Dammes auf Ton der Wassergehalt vermindert und die Dichtigkeit erhöht wird, und zwar bis zu einem sehr beträchtlichen Maße, obgleich dieser Dammdruck nur seit der verhältnismäßig kurzen Zeit von 10 bis 20 Jahren wirkt. Hierbei muß darauf hingewiesen werden, daß es unmöglich ist, den Wassergehalt im weichen Ton nur durch Wasserzusatz zu vermehren, wenn der Druck auch noch so stark auf das Wasser ausgeübt wird. Ein Beispiel zeigt, daß sehr fester Ton, der starre Oberflächenton, seine feste Dichtigkeit bewahrt, obwohl er etwa 8 m unter dem Wasserspiegel eines Sees, und zwar länger als 4000 Jahre lagert.

Für die verschiedenen Verschiebungen wird nach einem Bericht über die in der Erde zusammenwirkenden Kräfte, des Zusammenhalts und der Reibung, eine Zusammenstellung gegeben. Die Haupteinteilung geschieht nach dem inneren Zustande der Verschiebung. Hierbei werden zwei Hauptfälle unterschieden, einmal das Aushöhlen, bei dem die Erdteilchen durch Reibung zusammenhängen, das andere Mal die Rutschung, bei der der Zusammenhalt wirkt. Unterteilungen ergeben sich je nach Berücksichtigung der Ursachen und des Verlaufes. Bei der Einteilung nach der Ursache der Bewegungen liegt entweder eine Kraftwirkung auf das Gleichgewicht vor, wobei ein Wechsel der Form und des Gewichtes eintritt, entweder bei einem Anwachsen der Auflast oder bei einem Nachlassen des Gegendrucks, oder es wirken Änderungen in der Dichtigkeit, wobei der innere Zusammenhalt verringert wird durch Nachlassen entweder der Reibung oder des Zusammenhalts. Bei dem Verlauf ist zu unterscheiden zwischen einer einfachen Verschiebung, d. h. mit nur einer Gleitfläche, und einer zusammengesetzten mit zwei oder mehr nacheinander folgenden. Bei der zusammengesetzten Verschiebung ergibt sich eine Unterteilung nach einer vorwärtsgerichteten, also in Richtung der rutschenden Massen, oder nach einer rückwärtsgerichteten, also entgegengesetzt den gleitenden Massen.

[1]) Statens Järnvägars Geotekniska Kommission 1914—1922. Slutbetänkande avgivet till Kungl. Järnvägsstyrelsen den 31. Mai 1922. Centraltryckeriet Stockholm 1922. Quartformat, 180 S., 103 Abb., 42 Tafeln und 2 Anlagen. Übersetzung mit Genehmigung des Herrn Prof. Fellenius in Stockholm, von dem auch dankenswerterweise die Bilder zur Verfügung gestellt sind.

Abb. 1. Sandbohrer mit 15 kg Belastung.

Für örtliches Erforschen der Bodenarten bei Eisenbahnbauten wird als Bestes das Bohren empfohlen. Belastungsversuche sind zwar auch geprüft worden, sie ergaben aber ihre Unzweckmäßigkeit, sofern sie nicht dem zukünftigen Bau annähernd entsprechen. Für die geotechnische Einteilung der Erdschichten gibt der Ausschuß noch einen kurzen Bericht über das Entstehen der anorganischen Ausscheidungsstoffe und eine Aufzählung der geotechnisch wichtigeren Erdarten.

Geotechnisch teilt er die Erdarten in zwei Hauptklassen ein, in solche aus Gesteinstoffen und solche aus pflanzlichen oder tierischen Rückständen. Bei ersteren werden unregelmäßig gelagerte und geschichtete Böden unterschieden. Die unregelmäßig gelagerten Böden sind Moränen, und zwar Kies-, Sand- oder Tonmoränen. Sie sind mehr oder wenig kantig, bestehen aus unregelmäßig gelagerten kleinkiesigen, sandigen oder tonigen Stoffen, die meistens Körnungen der verschiedensten Größen enthalten, von Steingröße bis herab zur feinsten Pulverform. Eine Dahl nennt man in Schweden „pinnmo“ (gepreßte Moräne). Geschichtete Böden sind Kies, Sand, Schlick und Ton. Kies besteht aus Körnern von 2 bis 20 mm Korngröße, Sand aus kleinerer Korngröße als 2 mm bis hinab zu der kleinsten Größe, die noch zwischen den Fingern oder zwischen Lippe und Zunge deutlich wahrnehmbar ist. Schlick ist äußerst feinsandig, staubförmig. Wenn er feucht ist, ist er kurzbrüchig und nicht zähe und nicht knetbar. Ton ist feinster feinkörniger Gesteinstoff, der bei Feuchtigkeit zähe ist und sich fettig anfühlt. Mit Os-Kies, Eisflußkies (glaz. Delta-Kies) wird alles bezeichnet in der Form von Stein, Kies und Sand in den Osen, Eisflußdeltaablagerung, gewöhnlich bestehend aus runden Kieseln verschiedener Größe. Aus Osen und Moränen ausgeschwemmte Kiesstoffe werden Ufer- und Flußkies genannt.

Bei den Erden aus pflanzlichen und tierischen Rückständen unterscheidet man Mudde (Schlamm), formlosen Torf, waldigen Torf und filzigen Torf. Schlamm ist eine einheitliche Masse, etwas körnig im Bruch, gewöhnlich von graugrüner oder bräunlicher Farbe, entstanden aus tierischen und pflanzlichen Rückständen, die sich bei leichtem Pressen zwischen den Fingern im feuchten Zustande eher etwas geschmeidig anfühlt. Formloser Torf ist stark verwester bräunlicher Torf, der bei Feuchtigkeit in einem breiigen Zustande ist. Waldiger Torf enthält beträchtliche Mengen von Baumstümpfen oder anderen Baumrückständen. Filziger Torf ist schwach verwester Torf von filziger, mehr oder weniger zäher Dichtigkeit. Hierher gehört unverwester sumpfiger Torf.

Gewisse Erdarten, wie schlammiger Ton, toniger Schlamm u. a. setzen sich aus einer Mischung zusammen von Felsstoffen mit pflanzlichen und tierischen Rückständen.

Es folgen nun zwei Kapitel über den allgemeinen Verlauf der Forschungen und über das Ausführen der Forschungen, in denen Hinweise für den besten Weg zum Erkunden einer Eisenbahn nach geotechnischen Gesichtspunkten zusammen mit einigen Regeln für die Bohrungen gegeben werden.

Für die Erdbohrung hat der Ausschuß einen besonderen Erdbohrer mit 19-mm-Rundeisen hergestellt. Wenn der Bohrer nicht durch sein eigenes Gewicht einsinkt, wird er soweit belastet, daß er nur gerade einsinkt (Abb. 1). Diese Gewichte sind 5, 15, 25, 50, 75 und 100 kg. Wenn der Bohrer nicht mit dem 100-kg-Gewicht einsinkt, muß die Zuflucht zum Drehen genommen werden unter einem Gewicht, das 100 kg entspricht (Abb. 2). Es muß dabei auf Grund ausführlicher Anordnungen genau darauf geachtet werden, daß der Widerstand der Erdschichten beim Bohren vollkommen richtig aufgezeichnet wird. Dem Erdbohren geht das Bohren durch die festeren Erdoberflächenschichten mit einem Bohrer mit einem größeren Durchmesser voran. Das nächste Kapitel zählt die verschiedenen Geräte auf, die der Ausschuß während seiner Forschungen für die Entnahme von Bodenproben gebraucht hat, sowie die Verfahren, die in besonderen Fällen nötig waren, um Erdproben zu erhalten. Hieran schließen sich im nächsten Kapitel Angaben über die Erdbohrungen an, die angewandt wurden, um genügend genaue Ergebnisse zu erzielen. Bei dem Vergleich zwischen den Forschungsergebnissen, die auf Grund älterer Verfahren erreicht wurden, mit denen auf Grund der Verfahren des geotechnischen Ausschusses erläutern Beispiele die sehr häufig irreführenden Ergebnisse, die durch die früheren Forschungsweisen erzielt wurden, besonders wenn es sich darum handelte, die Reihenfolge der tieferliegenden Schichten unter schwieriger zu durchdringenden Erdkörpern zu untersuchen, z. B. bei aufgefüllten Böden. Für die Zeichnungen werden einheitliche Kennzeichen empfohlen, wobei der Ausschuß die von ihm verwendeten angibt.

Ein besonderes Kapitel ist dem Beobachten der Erdbewegungen gewidmet. Bei dem Prüfen bestimmter Punkte in der Erde wurden langsame Bewegungen festgestellt, besonders im Tonboden. Es wurden Marken aus eisernen Rohren angebracht, die bis zu einer Tiefe von 1 bis 1,5 m abgesenkt und mit einem Betonklotz am Fuß befestigt wurden. Für regelmäßige Beobachtungen wurden an bestimmten Stellen sogenannte „markpeglar“ (Grundpegel) angebracht (Abb. 3). Es wird ein eisernes Rohr durch die Oberflächenschicht getrieben, in dem sich ein eiserner Stab befindet, der durch dieses Rohr bis auf den festen unbewegten Untergrund gestoßen wird. Die Bewegungen zwischen diesem Rohr und dem Stab werden an einer Zentimetereinteilung gemessen.

Abb. 2. Sandbohrer beim Drehen.

In der Versuchsanstalt wurden zur geotechnischen Erforschung der Erdproben die Arbeiten für das Bestimmen des Wassergehaltes, für das der Festigkeit und das des Feingehaltes, sowie das Berechnen der Standfestigkeit ausgeführt. Das Bestimmen des Wassergehaltes geschah nach den allgemeinen Regeln. Für das Bestimmen der Festigkeit wird ein Metallkegel von bestimmtem Gewicht gebraucht, der über der Erdprobe aufgehängt wird, die sich in einem Gefäß befindet und eingeebnet ist (Abb. 4).

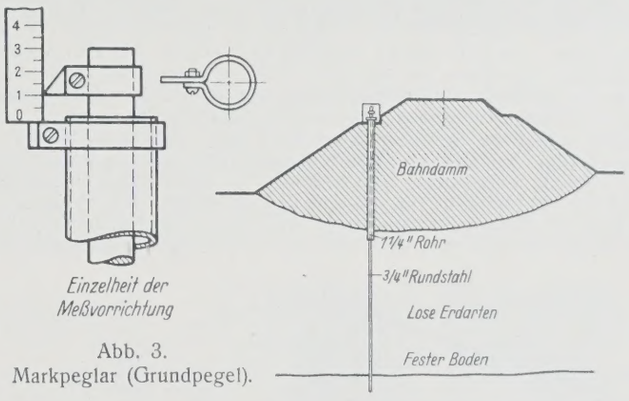


Abb. 3.
Markpeglar (Grundpegel).

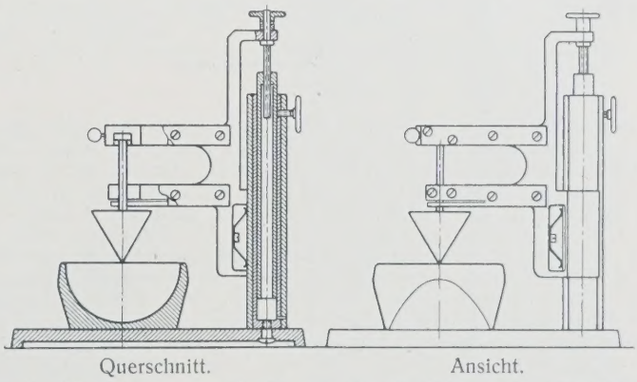


Abb. 4. Vorrichtung zum Bestimmen der Festigkeit eines Probekörpers.

Beim Beginn der Untersuchung muß die Kegelspitze die Oberfläche der Erdprobe berühren. Der Kegel muß von selbst in die Erdprobe eindringen, und hierbei ergibt die Tiefe des Eindringens die Größe der Festigkeit. Mit Hilfe bestimmter planmäßig durchgeführter Forschungen war es möglich, von dem so erhaltenen Eindringen nach einer willkürlich gewählten Teilung Bestimmungen für die Normalfestigkeit des Tones zu erhalten, vergleichsweise Festigkeit. Für das Bestimmen des Feingehaltes wurde ein Verfahren ausgearbeitet, nach dem die durchschnittliche Körnungsgröße des Tones bestimmt wurde. Der Vorgang beruht auf den Maßzahlen für den Wassergehalt und für die Festigkeit. Mit Hilfe von Schaubildern und Zusammenstellungen kann so das Feingehaltsverhältnis des Probestückes ohne jede besondere Forschung berechnet werden. (Schluß folgt.)

Vermischtes.

Die 38. ordentliche Hauptversammlung des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes e. V. findet statt vom 13. bis 15. Juni in Dresden. In der öffentlichen Hauptversammlung am 14. Juni, von 21^{15} Uhr ab, werden Vorträge gehalten, und zwar spricht Wasserbaudirektor Ministerialrat A. Sorger über „Die Wasserwirtschaft in Sachsen mit besonderer Berücksichtigung des Hochwasserschutzes“ und Reg.- u. Baurat Prof. H. Heiser über „Die Wasserwirtschaft in Sachsen mit besonderer Berücksichtigung der Wasserversorgung“. Am 15. Juni spricht Baudirektor Regierungsbaurat Rudolph über „Die Wasserkraftwirtschaft in Sachsen mit besonderer Berücksichtigung des Pumpspeicherwerkes Niederwartha“. Die Vorträge finden in der Aula der Technischen Hochschule Dresden, Bismarckplatz, statt; an sie schließen sich Besichtigung der Jahresschau Deutscher Arbeit und vier verschiedene Besichtigungsfahrten nach außerhalb an.

Sympher-Gedenkstein.[1]) Die Einweihung des Sympher-Gedenksteins in Minden i. W. findet am 19. Juni statt. Anmeldungen zur Teilnahme an der Feier an den Vorstand des Wasserbauamts II Minden.

Das Staubecken von Taf Fechan. Die Wasserversorgung des Kohlenbezirkes von Merthyrs Tydfil im Norden von Cardiff geschah bisher durch Oberflächenwasser aus drei von gemauerten Talsperren abgeschlossenen Staubecken bei Pentwyn, Ober- und Nieder-Newadd am Taf, einem Nebenfluß des Severn.

Das 1858 gebaute Staubecken von Pentwyn war von einem Sickergang durchzogen, den man vergebens abzuschließen bemüht gewesen ist und durch den sehr erhebliche Wassermengen verlorengingen. Anderseits stieg der Wasserbedarf stetig, und bereits seit 1907 ließ sich der Zeitpunkt absehen, wo alle drei Becken zusammen nicht mehr ausreichen würden. Man entschloß sich daher nach einer Reihe von Untersuchungen und Probebohrungen, etwa 3200 m unterhalb der Pentwyn-Sperre einen neuen, 308 m langen und 32,50 m hohen Erddamm anzulegen, dessen Stauspiegel etwa 0,60 m höher als der vorgenannte gewählt war.

Wie in Gén. Civ. vom 4. 2. 28 nach „Eng.“ vom 29. 1. u. 5. 8. 27 berichtet wird, wurden die 1913 begonnenen Arbeiten durch den Krieg unterbrochen, erst 1922 wieder aufgenommen und im Juli 1927 vollendet. Die jährliche Regenhöhe auf das gegen 2435 ha umfassende Gebiet beträgt 1,75 m, die gesamte Niederschlagmenge also 44 Mill. m³; der Tagesbedarf wird auf 72 000 m³ geschätzt, wovon etwa der vierte Teil durch die beiden oberhalb gelegenen Becken geliefert wird. Die restlichen 54 000 m³ zuzüglich der im Unterlauf des Flusses erforderlichen täglichen Wasserführung von 31 000 m³ — zusammen also 85 000 m³ — entsprechen einem Jahresbedarf von 30 Mill. m³. Da das Fassungsvermögen des Beckens etwa 15,3 Mill. m³ beträgt, ist also die Speichermenge eines Halbjahrs gesichert, was bei den klimatischen Verhältnissen von Südengland reichlich genügt.

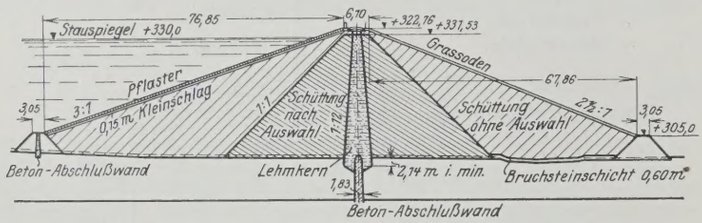


Abb. 1.

Der Boden besteht aus Glazialschichten über Lagen von festem Mergel und rotem Sandstein, deren Struktur keinerlei Risse oder Spalten zeigt, die Gefahr von Sickerverlusten also ausschließt. Der in Abb. 1 und 2 dargestellte Sperrdamm hat einen 1,83 m an der Krone und 2,13 m am Fuß starken Kern aus gestampftem Lehm, der nach unten durch eine 1,83 m dicke Abschlußmauer aus Stampfbeton 1 : 5 fortgesetzt wird, die durch die ganze Stärke der Glazialschicht hindurchgeführt ist und dabei eine größte Höhe von 26 m erreicht. Der Lehmkern wurde in 15 cm starken Lagen eingebracht und fest gestampft, alsdann jede Lage unter reichlichem Nässen viermal in beiden Richtungen tief geeggt, um den Zusammenhang der einzelnen Lagen zu sichern. Gleichzeitig wurde nach Abb. 1 der übrige Dammkörper aus den in der Gegend vorhandenen Moränen- und Geröllmassen geschüttet.

Es sind im ganzen verbaut worden 14 000 m³ Beton, 26 400 m³ Stampflehm, 183 000 m³ ausgesuchte und 310 000 m³ andere Schüttmassen, 10 000 m³ Hausteine und 31 000 m³ Böschungspflaster; außerdem waren erforderlich die Herstellung von 5 km Pflasterstraße, Abbruch und Wiederaufbau einer Anzahl Gehöfte und einer Kirche sowie die Verlegung zweier Kirchhöfe.

Die Baulichkeiten für Wasserentnahme, Ablauf, Rechen und Schlammfang münden in einen Stollen von 319 m Gesamtlänge und 3,97 m Innendurchmesser auf dem rechten Flußufer, der zur Umleitung des Flusses während der Bauzeit diente (Abb. 2) und dessen Mündung nach Beendigung der Arbeiten bis auf die Öffnung für Schlammfang- und Rechenanlage verschlossen wurde.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 16.

Das aus dem Becken kommende Wasser ist mißfarbig und enthält reichlich viel Kohlensäure infolge der Wirbel- und Strudelbildung am Oberlauf. Die deshalb vorgenommene Schnellfilterung und Behandlung mit Kalk und Alaun (Aluminiumsulfat) geschieht in einem in unmittelbarer Nähe des Sperrdammes gelegenen Werk mit vorläufig 34 000, späterhin 54 000 m³ Tagesleistung. Das durch die Rechen von Schwimmstoffen befreite Rohwasser gelangt in diese Filteranlage durch einen Venturimesser

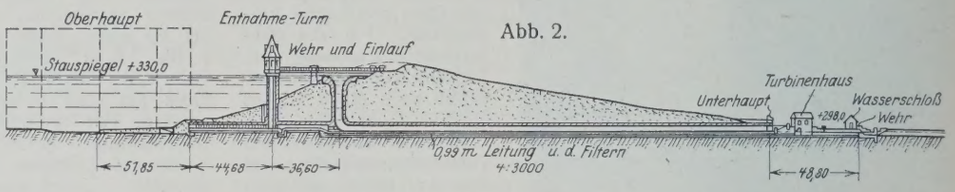


Abb. 2.

und ein Ventil in ein Becken mit konstantem Wasserstand, aus dem die Fülltröge gespeist werden; es löst dabei eine Kippvorrichtung aus, die Kalk und Alaun im richtigen Verhältnis zusetzt. Die Anlage enthält ferner im obersten Geschoß einen Eisenbetonbehälter für 45 m³ Wasser zur Reinigung der Filtertröge, in den darunterliegenden Stockwerken Alaun- und Kalkbehälter, einen Kalkbrecher und Kalkmilchbehälter, im Erdgeschoß eine Pump- und Kompressoranlage, in zwei (später drei) Seitenflügeln endlich je sechs 7,32 • 4,27 m große Filterbecken.

Das gereinigte Wasser treibt ein Schwimmventil, das jedem Becken einen gleichmäßigen Zu- und Ablauf sichert, und gelangt dann durch einen Sammler zu einem Beton-Sammelbrunnen von 45,75 m Durchm. und 4 m Tiefe. Von ihm geht die 33 km lange Hauptversorgungleitung nach den Hochbehältern von fünf Versorgungsbezirken. Ihre Rohrweite wechselt hierbei von 0,915 auf 0,457 m. Ein Reservebrunnen von 18,30 m Durchm. und 3,05 m Tiefe ist auf einem hochgelegenen Punkt oberhalb des Versorgungsgebietes angelegt. Seine Zuleitung ist mit einem Rückschlagventil versehen, das Ablaufrohr mit selbsttätigem Verschluß für den Fall einer unerwarteten Leerung des unteren Rohrstranges. Ki.

Berichtigung. In Heft 18, S. 245, r. Sp., Zle. 28 v. o. muß es anstatt $\sigma = \frac{\varepsilon}{E}$ heißen: $\sigma = \varepsilon E$.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: der Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Ernst, bisher bei der R. B. D. Halle (Saale), zur R. B. D. Altona, die Reichsbahnoberräte Uttech, Mitglied der R. B. D. Berlin, als Abteilungsleiter (auftrw.) zur R. B. D. Halle (Saale), Dr. jur. Behre, Mitglied der R. B. D. Magdeburg, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Halle (Saale), Borchart, Mitglied der R. B. D. Halle (Saale), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, Dr. jur. Thomas, Mitglied der R. B. D. Königsberg (Pr.), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Mainz, Hennig, Mitglied der R. B. D. Erfurt, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Halle (Saale), Gustav Kuhnke, Vorstand des R. B. A. Torgau, als Vorstand zum R. B. A. Altona, van Biema, Mitglied der R. B. D. Halle (Saale), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Essen, und Kilian, Vorstand des R. B. A. Altona, als Mitglied zur R. B. D. Erfurt, die Reichsbahnräte Dr. jur. Karl Hermann, Mitglied der R. B. D. Altona, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Magdeburg, Gamm, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), als Vorstand zum R. V. A. Fulda, Hans Lindner, bisher bei der R. B. D. Essen, als Vorstand zum R. B. A. Torgau, Trießelmann, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Königsberg (Pr.), nach Kassel als Leiter einer Abteilung beim dortigen R. A. W. und Borlinghaus, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Leinhausen, als Werkdirektor zum R. A. W. Siegen, sowie die Reichsbahnbaumeister Keiling, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Schneidemühl, nach Berlin als Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin und Stapff, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin, zur R. B. D. Dresden.

Überwiesen: Reichsbahnrat Max Ruder von der Reichsbahn-Betriebsdirektion Chemnitz als Vorstand (auftrw.) zum Reichsbahn-Bauamt Chemnitz 1 und Reichsbahnrat Gerhard Lehmann, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Chemnitz, zur R. B. D. Chemnitz.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Dr. jur. Bürger in Münster (Westf.) die Stellung des Leiters der Verwaltungsabteilung bei der dortigen R. B. D. unter Beilegung der Dienstbezeichnung: „Direktor bei der Reichsbahn“.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. Steinbrecher, Mitglied der R. B. D. Berlin.

Gestorben: Reichsbahnrat Thuma, Vorstand des R. B. A. Calw, und Reichsbahnamtmann Willi Rogge, Betriebskontrolleur bei der R. B. D. Hannover.

Namenänderung: dem Reichsbahnrat Dr. jur. Otto Wehde, Mitglied der R. B. D. Erfurt, ist vom preußischen Justizminister die Ermächtigung erteilt worden, fortan den Familiennamen Wehde-Textor zu führen.

INHALT: Umbau der Kaimauer am Versmann- und Magdeburger-Kai vor den Fruchtschuppen A und B in Hamburg. — Die Verwendung von Kabeln für Zugbänder weitgespannter Bogenbrücken. — Der Geotechnische Ausschuß der Schwedischen Staatsbahnen 1914 bis 1922. — Vermischtes: 38. ordentliche Hauptversammlung des Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverbandes e. V. — Sympher-Gedenkstein. — Staubecken von Taf Fechan. — Berichtigung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 8. Juni 1928 — Heft 24

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Wirtschaftlichkeit großer Spannweiten im Garagenbau.

Von Dipl.-Ing. **Quarg**, Direktor der Allgemeinen Berliner Omnibus-A.-G.

I. Ältere Bauerfahrungen.

Die Allgemeine Berliner Omnibus-Aktien-Gesellschaft (ABOAG) hat bei ihren beiden nach dem Kriege gebauten Großgaragen in Charlottenburg, Helmholtzstraße (Bauzeit 1925/26), und Treptow, Eichenstraße (Bauzeit 1927/28), die neuerdings gewährten Erleichterungen für den Bau großer Garagen in besonders weitgehendem Maße ausgenutzt. Die vor dem Kriege gebauten Betriebshöfe der Gesellschaft sind — wesentlich unter dem Druck der damaligen behördlichen Bestimmungen — größtenteils als Kleinboxen-Garagen mit Einzeltüren für einen oder höchstens drei Wagen ausgeführt. Der letzte vor dem

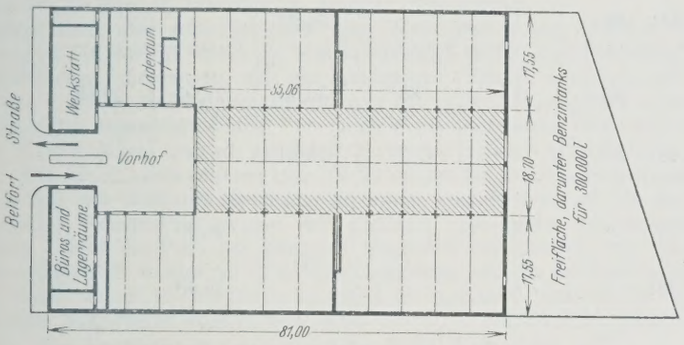


Abb. 1a. Hof Weißensee.
Das nachträglich eingebaute Mitteldach ist durch Schraffierung bezeichnet.

Kriege gebaute Betriebshof in Weißensee (Baujahr 1913) konnte infolge großzügigen Entgegenkommens der örtlichen Baupolizei, die sich von dem besonderen Interesse des damals noch selbständigen Vorortes Weißensee an der Einrichtung des Omnibusbetriebes leiten ließ, immerhin schon mit ungeteilten Einstellräumen für 46 Wagen gebaut werden, eine für die damalige Zeit ganz ungewöhnliche Zahl. Dabei wurden allerdings nur immer je zwei Wagen hintereinander aufgestellt, und für jedes Wagenpaar war eine eigene, unmittelbar ins Freie führende Ausfahrt vorgesehen (Abb. 1 u. 2). Selbst diese verhältnismäßig großzügig gebaute Anlage brachte im Laufe der technischen Weiterentwicklung der Wagen erhebliche Mängel für die Betriebsführung mit sich. Die täglich mehrere Male zu bewegenden, insgesamt 92 eisernen Türflügel des Hofes verlangten aus allen möglichen Gründen (Angefahrenwerden, Auf- und Zuschlagen durch Wind, insbesondere Anschlagen an ein- oder ausfahrende Omnibusse,

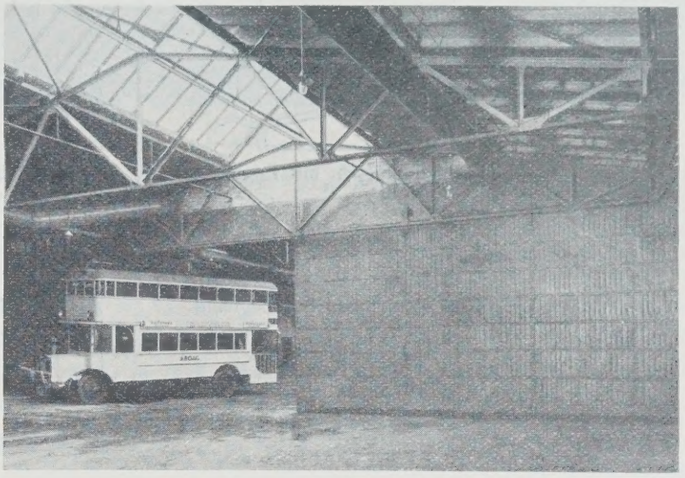


Abb. 3.

wenn die Fahrer das Festhaken unterlassen hatten, was namentlich nachts häufig geschah, usw.) ständig viele Ausbesserungen. Außerdem wurde die Heizung der Räume durch das Zusammenwirken der vielen Undichtigkeiten und großen Abkühlungsflächen der eisernen Türen stark verteuert. Schließlich wurde durch eine an sich geringfügige Änderung des herrschenden Wagentyps, nämlich eine Verlängerung um 50 cm, der Zustand auf diesem Betriebshof unerträglich, weil selbst bei engstem Auf-

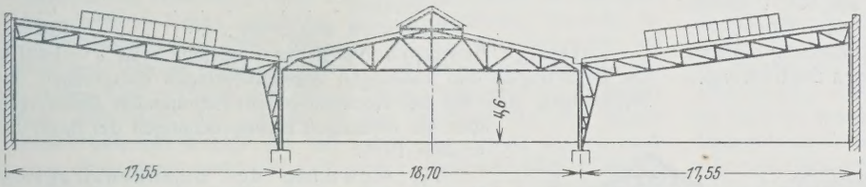


Abb. 1b. Dachkonstruktion des Hofes Weißensee nach dem Umbau.

Abb. 2.

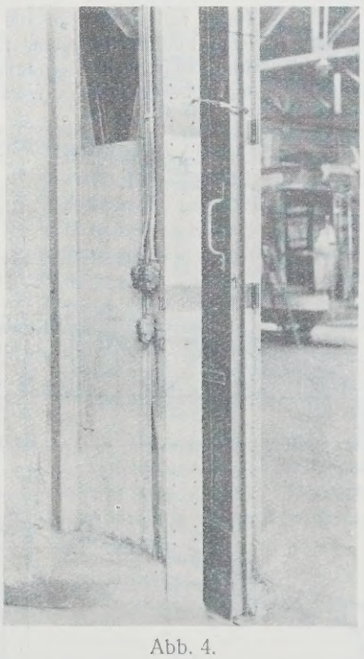


Abb. 4.

einanderfahren der Wagen die Türen überhaupt nicht mehr geschlossen werden konnten. Aus dieser Notlage half die Gesellschaft sich durch ein verhältnismäßig einfaches Mittel, nämlich durch Überdachung der ursprünglich offenen Mittelfläche des Hofes in einer Länge von 55 m unter gleichzeitiger Beseitigung der entsprechenden 36 doppelflügeligen Tore nebst den zugehörigen Zwischenstützen. Dadurch entstand

Zusammenstellung ausgeführter und durchgerechneter Dachbinder.

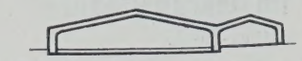
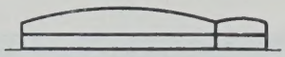
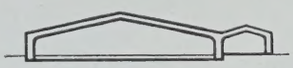
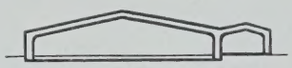
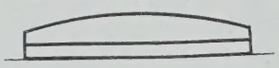
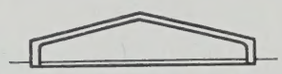
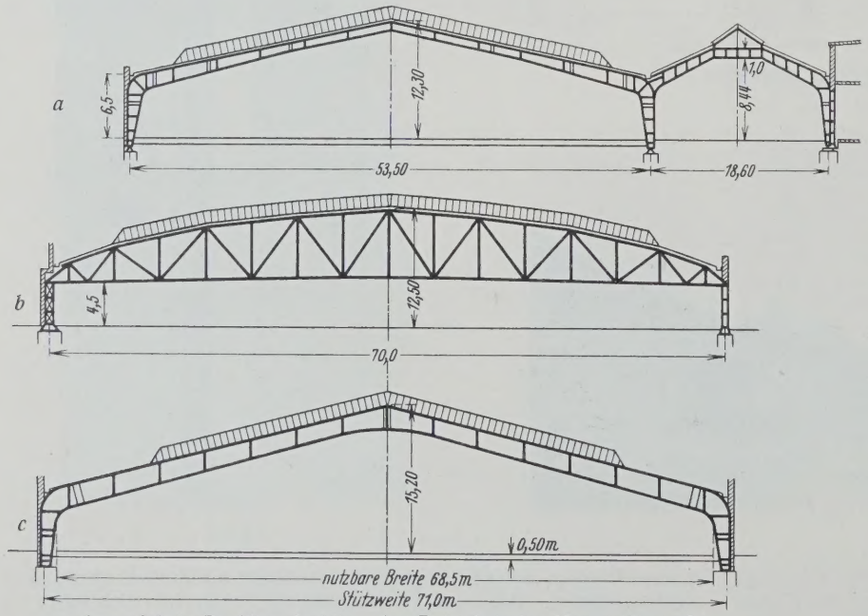
	System der Binder	Stützweite der Binder m	Entfernung der Binder m	Gewicht der Eisenkonstruktion kg/m² Grundriß			Preis der Eisenkonstruktion M/m² Grundriß		
a	Ausführung Helmholtzstraße  Dreigelenkbogen mit Zugband	53 + 18,6	18	91	98	93	31,90	34,30	32,50
b		60 + 15	20	76	76			24,30	
c	 Dreigelenkbogen mit Zugband	60 + 15	20	92	77	89	32,20	27,00	31,20
		Binder in St 48:		86			30,00		
d	 Zweigelenkbogen mit Zugband	60 + 15	20	86	77	85	30,00	27,00	29,70
		Binder in St 48:		82			28,70		
e	Ausführung Treptow 	70	20		86			26,60	
		Binder in St 48:			82			25,40	
f	 Zweigelenkbogen mit Zugband	70	20		107			37,50	
		Binder in St 48:			101			35,40	

Abb. 6.

ein ungeteilter Einstellraum von 3221 m² Grundfläche. Auf Verlangen der Baupolizei mußte eine zweiteilige feuersichere Schiebewand eingebaut werden (Abb. 3 u. 4), deren beide Hälften im Brandfalle nach Abschmelzen von Halteketten lediglich durch die Schwerkraft in die aus Abb. 1 ersichtliche Abschlußstellung rollen und so die Garage in zwei Räume von 1564 m² und 1657 m² Grundfläche teilen. Dieser verhältnismäßig einfache Umbau hat die vorher allmählich unerträglich gewordenen Erschwerungen der Betriebsführung in befriedigender Weise behoben.



a Ausgeführte Dachkonstruktion des Betriebshofes Helmholtzstraße,
b „ „ „ „ Treptow,
c Entwurf der Dachkonstruktion für Treptow nach dem System der Helmholtzstraße.

Abb. 5.

Grundlagen für die statische Berechnung:

Belastungen: Eindeckung Ruberoid auf Leichtsteindecke, auf eisernen Sparren . . . 75 kg/m²
Schneelast . . . . . 75 „
Winddruck wagerecht . . . . . 125 „

Zulässige Beanspruchung für Flußstahl St 37 $\sigma = 1400$ kg/cm². Die Belastungen und zulässigen Beanspruchungen entsprechen den „Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe" vom 30. Juni 1925.

Die Gewichte der Eisenkonstruktion sind errechnet für 1 m² einschließlich der Gewichte der Stützen und der anteiligen Gewichte aus den Wind- und Montageverbänden, jedoch ohne das Eisenfachwerk der Längs- und Giebelwände.

Der Preis der Eisenkonstruktion aus St 37 wurde einschließlich Aufstellung für die Konstruktionen mit Bindern in Fachwerk zu 320 R.-M./t, für diejenigen mit Bindern als Blechbogen zu 350 R.-M./t angesetzt. Bei Verwendung von St 48 für die weitgespannten Binder wurde mit durchschnittlich 360 R.-M./t gerechnet.

Der Preis für 1 m³ Mauerwerk der Fundamente, einschließlich Ausheben, Verkarren des Erdbodens, Lieferung der Materialien und Herstellung wurde zu 37 R.-M./m³ angenommen.

II. Die wirtschaftliche Berechtigung großer Spannweiten.

Die Gesamtheit solcher Erfahrungen, wie sie am vorstehenden Falle nur beispielsweise geschildert worden sind, führte beim Neubau des Betriebshofes in Charlottenburg, Helmholtzstraße (1925/26), zur Schaffung eines völlig stützenlosen Raumes für die eigentliche Einstellung der Wagen und damit zu einer Spannweite der Haupthalle von 53,5 m. Wegen der vorzüglichen Bewährung dieser Bauweise für die Betriebsführung wurde beim Neubau des Hofes Treptow (1927/28) auch noch der für die Wagenwaschung und -pflege notwendige

Raum in den stützenlosen Bereich einbezogen und damit die Spannweite auf 70 m erhöht (Abb. 5).

Die wirtschaftliche Berechtigung der Anwendung so großer Spannweiten soll nachstehend kurz untersucht werden. Zu diesem Zweck sind in Abb. 5 und der zugehörigen Zahlentafel (Abb. 6) die für die neueren Betriebshöfe der ABOAG durchgerechneten Bindersysteme zusammengestellt (nach den Vorarbeiten von Herrn Zivilingenieur Haltern, Berlin-Wilmersdorf). Zur Ermittlung der durch die großen Spannweiten entstehenden Verteuerung wird den ausgeführten Systemen als billigste überhaupt in Betracht kommende Ausführung eine Konstruktion von etwa 30 m Stützenabstand gegenübergestellt, für die mit Einschluß der für große Garagenbauten üblichen oder behördlich verlangten Besonderheiten ein Preis von 15 R.-M./m² angenommen wird (Eisenkonstruktion einschl. Stützen, Wind- und Montageverbände). In dieser billigst möglichen Ausführung hätte die Dachkonstruktion der Helmholtzgarage $15 \cdot 72 \cdot 90 =$ rd. 97 000 R.-M. gekostet. Wäre die Konstruktion mit den tatsächlich angewandten Stützweiten, jedoch als Fachwerkträger ausgeführt worden, so hätte sie rd. 24 R.-M./m², also $24 \cdot 72 \cdot 90 =$ rd. 155 000 R.-M. gekostet. Die Stützenfreiheit hätte also zum mindesten einen Mehraufwand von 58 000 R.-M. erfordert. In der Tat waren die Kosten erheblich höher, weil teils infolge behördlicher Forderungen, teils aus ästhetischen Gründen kein Fachwerkträger, sondern ein Dreigelenk-Blechbogen mit versenktem Zugband in der Haupthalle angewandt wurde. In dieser Form kostete die Konstruktion rd. 32,50 R.-M./m², also rd. 210 000 R.-M. (vergl. hierzu Abschnitt III).

Abb. 7.

Für die Eisenkonstruktion in Treptow ist der Preisunterschied zwischen der billigsten überhaupt in Frage kommenden und der ausgeführten Konstruktion wegen der größeren Spannweite entsprechend höher. Wird der Preis der billigsten möglichen Konstruktion von etwa 30 m Stützweite wieder mit 15 R.-M./m² angesetzt, so hätte die Ausführung in dieser Form $15 \cdot 70 \cdot 100 = 105\,000$ R.-M. gekostet, während die tatsächlich ausgeführte Konstruktion $26{,}60 \cdot 70 \cdot 100 = 186\,000$ R.-M. gekostet hat. Die Verteuerung beträgt also 81 000 R.-M. oder 77%.

Dieser erhebliche Unterschied in den Kosten läßt die Berechtigung der Anwendung so großer Spannweiten zunächst fraglich erscheinen. Die praktischen Erfahrungen beweisen aber das Gegenteil. Eine Garage unterliegt ganz anderen Betriebsbedingungen als etwa eine Maschinenhalle, namentlich dann, wenn sie für lebhaften Rangierverkehr von Wagen der hier in Frage kommenden Größe geeignet sein soll. (Die beiden neuen Garagen werden zum großen oder sogar größeren Teil mit Sechsradwagen von 11 m Länge und Fassungsraum für 80 Personen besetzt werden.) Jeder Erdaufbau und insbesondere jede Dachstütze ist ständig auf Anfahren durch die schweren Wagen gefährdet, und sie gefährdet ihrerseits die Wagen ganz besonders in einem Betriebe, der sich überwiegend in der Nacht abwickelt. Hierzu kommt, daß jeder Erdaufbau die Nutzfläche der Garage keineswegs nur um den Betrag seiner eigenen Grundrißfläche vermindert, auch nicht nur um den Betrag der Insel, die zum Schutz seiner selbst und der Wagen um ihn herum angeordnet werden muß, sondern um einen durch praktische Erfahrung zu bestimmenden, erheblich größeren Betrag, der durch Hinzufügung des allseitigen Schutzabstandes entsteht, den die Fahrer ihrerseits beim Umfahren der Schutzinsel vorsichtshalber noch einhalten müssen. Diese Nutzflächenverluste erstrecken sich wiederum nicht nur auf die einzelnen Stützen, sondern ziehen sich wie ein Band durch jede Stützenreihe hindurch. Denn — gleichgültig, ob die Fläche an den Stützen mehr als Fahrbahn benutzt werden soll, was naturgemäß ganz unzweckmäßig wäre, oder ob sie mehr als Aufstellfläche dient — in keinem Falle ist mit der zwischen zwei Schutzinseln liegenden Fläche von der Länge eines mittleren Binderabstandes, also wenig mehr als einer großen Wagenlänge, etwas Vernünftiges anzufangen. Denn die Omnibusse müssen — navigatorisch gesprochen — in Dwarslinie aufgestellt werden, wobei also die bestimmende Linie für die Aufstellung durch die am weitesten vortretenden Punkte der Schutzinseln gegeben wird. Vorsprünge und Zwickel lassen sich nicht ausnutzen. Auf diesen Einfluß wird später bei der Beurteilung der Eisenkonstruktion in der Helmholtzstraße noch zurückzukommen sein, bei der er sich besonders ungünstig auswirkt.

Nach den praktischen Erfahrungen des nächtlichen Rangierbetriebes darf angenommen werden, daß bei enger Stützenstellung, wie sie für einen Konstruktionspreis von 15 R.-M./m², also für die oben angenommene billigste Ausführung nur geliefert werden kann, und bei Verwendung der gekennzeichneten sehr langen Wagen etwa 20% der Grundfläche nicht ausgenutzt werden können (vergl. III, 2; 7,6% unmittelbarer Nutzflächenverlust durch wenige Binderfüße!). Dieser Verlust wirkt sich naturgemäß nicht nur in Höhe der anteiligen Kosten der Eisenkonstruktion aus, sondern in Höhe der gesamten Gestehungskosten, zu denen auch insbesondere die Grunderwerbskosten, die Baukosten des eigentlichen Fußbodens und diejenigen der Dachhaut gehören. Setzt man diese hinzutretenden Kosten mit dem für Berliner Verhältnisse niedrigen Durchschnittssatz von 40 R.-M./m² an, so betragen die Gesamtkosten für 1 m² Grundfläche bei der oben angenommenen billigsten Konstruktion $15 + 40 = 55$ R.-M. und für die in Treptow ausgeführte Konstruktion $26{,}60 + 40 = 66{,}60$ R.-M. Bei Anrechnung des oben angegebenen Nutzflächenverlustes von 20% auf den ersteren Fall würden die spezifischen Kosten auf $\frac{55}{0{,}80} = 69$ R.-M./m² steigen, die vielstützige Konstruktion würde im Erfolg also sogar teurer werden als die ausgeführte stützenlose.

Zu dem gleichen Ergebnis führt die Untersuchung der Arbeitsersparnisse, die durch die gute Übersichtlichkeit der Halle und die bequeme Rangierbarkeit der Fahrzeuge ermöglicht werden. Diese Vorzüge gestatteten die Zusammenfassung der sämtlichen Arbeiten zur Wagenpflege in einer Art von Fließvorgang. Während auf den älteren Betriebshöfen der Gesellschaft das gesamte in der Wagenreinigung beschäftigte Personal im Durchschnitt je Kopf in der achtstündigen Nachtarbeit vier Wagen fertigstellt, stellt es in der Helmholtzstraße nach nunmehr zweijährigen Betriebserfahrungen sieben Wagen fertig. Das entspricht bei voller Besetzung des Hofes einer Ersparnis an Löhnen und Generalunkosten von jährlich rd. 50 000 R.-M. In einem einzigen Jahre wird also schon über die Hälfte der gesamten Mehrkosten für die Eisenkonstruktion gespart. — Einen dritten, besonders wertvollen Beitrag zur Beurteilung der Frage nach der Wirtschaftlichkeit der großen Spannweiten würde die zahlenmäßige Kenntnis des Einflusses vieler Stützen auf die Häufigkeit der Beschädigung von Wagen liefern. Daß derartige Beschädigungen einen außerordentlich lästigen Umfang annehmen können, ist bekannt (vergl. Abschnitt I). Leider fehlen für diese Art der Betrachtung genaue Unterlagen, weil die betreffenden Schäden entweder gar nicht oder jedenfalls nicht gleich vom Aufsichtspersonal bemerkt und von den betreffenden Fahrern begreiflicherweise nach Möglichkeit verschleiert werden.

Die verhältnismäßige Geringfügigkeit der besprochenen Verteuerung der Eisenkonstruktion zeigt sich auch bei deren Umlegung auf die in der Verkehrstechnik üblichen Rechnungsgrößen, wie z. B. Wagentage. Wird der Kapitaldienst für den Mehraufwand an der Dachkonstruktion mit 10% jährlich berechnet, so ergibt das bei den oben angegebenen 81 000 R.-M. im Jahre rd. 8000 R.-M. Diese verteilen sich bei einem Betriebshof von der Größe des Treptowers auf rd. 150 Wagen, also 55 000 Wagentage, so daß auf jeden Wagentag 14,5 Pf. entfallen, also ein Betrag, der wenig über den Unterhaltungs- und Ausbesserungskosten für ein einziges Wagenkilometer liegt.

Alle diese Betrachtungen können selbstverständlich keinen Anspruch auf völlige Genauigkeit erheben, sie sollen auch nur die beiderseitige Größenordnung mit ausreichender Schärfe kennzeichnen. Jedenfalls wird die wirtschaftliche Berechtigung der Anwendung der großen Spannweiten durch sie erwiesen.

III. Blech- oder Fachwerkbinder.

1. Beschreibung der ausgeführten Binder.

Außer diesem Beitrag zur Beurteilung der wirtschaftlichen Zweckmäßigkeit sehr großer Stützweiten für Garagen von Großfahrzeugen gaben die beiden Neubauten auch wertvolle Unterlagen zur Vergleichung der Vor- und Nachteile von Blech- und Fachwerkbindern für derartige Zwecke.

In der Helmholtzstraße (Abb. 7) gaben die Abmessungen des Baugeländes Veranlassung zur Schaffung eines Baues von rd. 82 m Breite, von denen 10 m auf einen Werkstattanbau entfallen mußten, so daß für

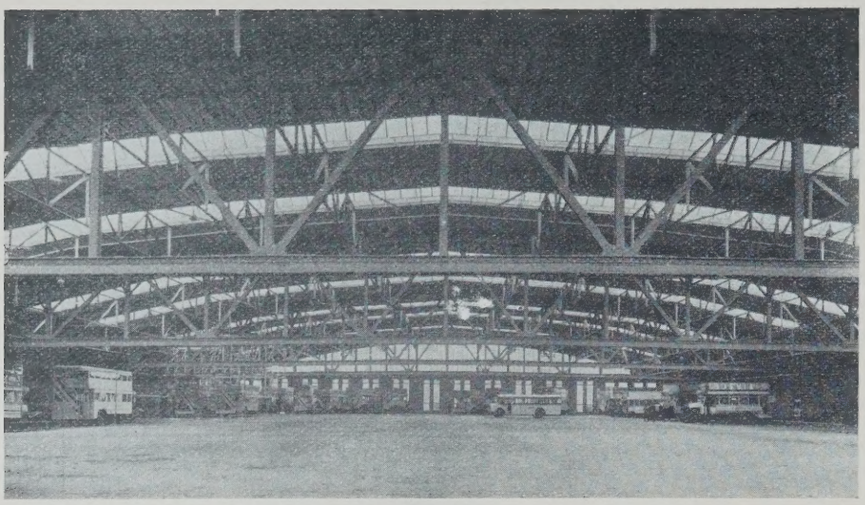


Abb. 8.

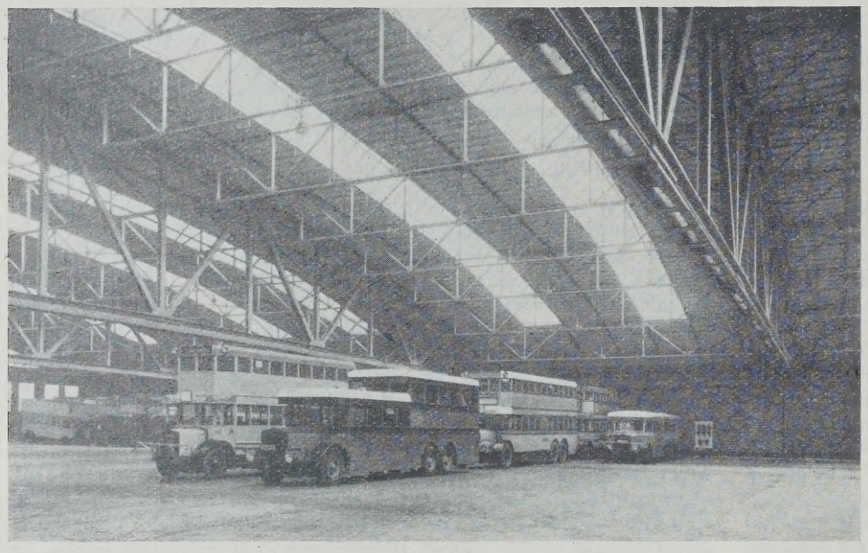


Abb. 9.

die eigentliche Kraftwagenhalle rd. 72 m Breite zur Verfügung standen. Da gleichzeitig aus Gründen der inneren Betriebsführung die Absicht zur Zusammenfassung aller Arbeiten der Wagenpflege in einer besonderen Fahrgasse (Fließarbeit) bestand, und da man damals noch die ungeteilte Überspannung der ganzen Breite in einem Binder scheute, ergab sich die aus Abb. 5a ersichtliche Unterteilung dieser Spannweite in 53,5 und 18,6 m. Für die konstruktive Ausbildung dieses Systems kamen nur Fachwerkbinder oder Blechbogenbinder in Frage. Bei der großen Vorsicht, mit der man damals an diesen Bau heranging — er war der größte Garagenraum der Welt und ist aus dieser Stellung auch bis heute nur durch den Neubau in Treptow verdrängt worden —, und bei der besonderen repräsentativen Bedeutung, die man ihm beimaß, entschied man sich für den Blechbogenbinder. Der Hauptgrund für seine Wahl war neben der besseren ästhetischen Wirkung die besonders von behördlicher Seite betonte größere Widerstandsfähigkeit schwerer Blechträger gegen Einflüsse der Erwärmung in Brandfällen. (Die beiden Betriebshöfe haben übrigens selbsttätige Feuerlösch-, sogenannte Sprinkler-Anlagen.) In folgerichtiger Durchführung der gekennzeichneten Einstellung wurde nun auch der ungewöhnlich große Binderabstand von 18 m (Gesamtlänge der Halle 90 m) gewählt, der durch Zusammenfassung großer Kräfte und Baustoffmassen sowohl die Widerstandsfähigkeit gegen Erwärmung als auch die ästhetische Wirkung verbesserte, sowie ferner die Zahl der Zwischenstützen soweit wie möglich verringerte. Die Unzuverlässigkeit des Baugrundes führte im Verlauf der weiteren Vorarbeiten zur Anwendung von Dreigelenkbogen mit Zugband für die Binder der Haupthalle. Die gewählte Form der Binder nötigte zur Verlegung der Zugbänder unter den Fußboden. Auf Einzelheiten der konstruktiven Durcharbeitung und der Ausführung, die in Händen der Firma A. Druckenmüller G. m. b. H., Berlin-Tempelhof, lagen, soll hier nicht eingegangen werden. In dieser Beziehung mag auf die Veröffentlichung der Herren Baurat Ahrens (als bauleitenden Architekten) und Direktor Hammacher im „Bauingenieur" 1926, Heft 50, verwiesen werden.

Bei dem letzten Neubau in Treptow (Abb. 8 u. 9), der Mitte Februar d. J. vorläufig in Betrieb genommen worden ist und in diesen Tagen fertiggestellt wird, wurde der Blechträger verlassen und ein Fachwerkbinder angewandt. Die örtlichen Verhältnisse ergaben in diesem Falle zufällig wieder eine Gesamtbreite der Anlage von 82 m, von denen 12 m auf den Werkstattanbau entfielen, also 70 m für die eigentliche Garage übrigblieben. Da die vier Zwischenstützen zwischen Wasch- und Einstellhalle in der Helmholtzstraße immer noch als erhebliche Störung des Betriebes und als Einschränkung der Ausnutzbarkeit der Garagengrundfläche empfunden worden waren, entschloß man sich, in Treptow auch diese noch fortzulassen, also die 70 m völlig stützenlos zu überdachen. Das führte auf die Anwendung eines Halbparabel-Fachwerkbinders, gegen den von den an Entwurf und Genehmigung beteiligten Stellen höchstens noch ästhetische Einwendungen geltend gemacht wurden. Die früheren bau- und namentlich brandtechnischen Bedenken, die bei der Helmholtzstraße nur durch großes Entgegenkommen der genehmigenden Behörden zurückgestellt worden waren, hatten sich inzwischen stark vermindert, vor allem durch allgemeine Festigung des Vertrauens zu den Sprinkler-Anlagen, durch die Bewährung der Helmholtzstraße und auch durch eine gewisse Gewöhnung an die außerordentlich großen Ausmaße. Um ihnen trotzdem nach Möglichkeit Rechnung zu tragen, wurde bei der Bearbeitung des Entwurfs noch mehr als in der Helmholtzstraße auf Zusammenfassung großer Kräfte und Baustoffmassen Wert gelegt. Die durch die örtlichen Verhältnisse gegebene Gesamtlänge der Halle von 100 m führte so auf eine Fünfteilung mit Binderabständen von 20 m. Mit Rücksicht auf eine der ungünstigen Erfahrungen in der Helmholtzstraße wurde auf die Erhaltung der vollen Freiheit des Durchgangprofils auch an den Binderauflagern besonders geachtet. Zu diesem Zweck wurden die Binder auf senkrechte Stützen von 4,50 m Höhe gelegt (diese Höhe entspricht dem allgemein üblichen Durchfahrtprofil für überdachte Doppeldeck-Omnibusse), und zwar wurden auf der Seite des Werkstattanbaues, an der also Platz zur Anordnung von durchtretenden Mauerkasten war, feste, im Mauerwerk vergossene Stützen innerhalb der Trennwand zwischen Garage und Werkstatt und etwas durch diese hindurchtretend angeordnet, auf der anderen Seite, die nur eine zwei Stein starke Abschlußmauer gegen einen frei zu haltenden Bauplatz bot, besonders flach konstruierte Pendelstützen. Beide Stützen liegen für die Ansicht von der Garage aus praktisch innerhalb der Umfassungswände. Sie sind lediglich aus architektonischen Gründen durch halbsteinstarke Mauervorlagen betont. Diese Vorlagen treten weniger vor die Wandfläche hervor als die Feuerlöscher und sonstigen an der Wand befestigten Geräte. Das Durchfahrtprofil wird also von ihnen nicht eingeengt. Konstruktive Durcharbeitung und Ausführung lagen hier in Händen der Firma C. H. Jucho, Dortmund.

Neben dem ausgeführten Fachwerkbinder war auch ein Blechbogenbinder mit hochliegendem Zugband zwischen den Auflagern auf eisernen Stützen in engeren Wettbewerb gezogen worden. Der wäre aber teurer geworden als der Fachwerkbinder, ohne daß er in ästhetischer Beziehung einen ähnlichen Reiz geboten hätte wie der Binder im Stil der Helmholtzstraße. Denn bei den hier auftretenden Kräften erhalten die Zugbänder schon Abmessungen, die den in der Helmholtzstraße erzielten Eindruck einer stattlichen Freiräumigkeit der Halle nicht mehr aufkommen lassen.

2. Vergleichung der ausgeführten Binder.

Wie in den vorstehenden Ausführungen schon verschiedentlich angedeutet worden ist, ist bei dem Treptower Bau der Blechbinder absichtlich verlassen worden zur Vermeidung der Nachteile, die er in der Helmholtzstraße in bezug auf Bau- und Betriebskosten mit sich gebracht hatte.

Was zunächst die Baukosten anbelangt, so ergäbe sich für die Abmessungen der Treptower Garage (70 · 100 m) ein Gesamtunterschied von $(37{,}00 - 26{,}60) \cdot 7000 =$ rd. 73 000 R.-M. zugunsten des Fachwerkbinders. Auch hier können gegen die Angaben der Tabelle (Konstruktionsgewichte und Einheitspreise) selbstverständlich Einwendungen nach oben oder unten zugunsten des einen oder anderen Systems erhoben werden. Die Tabelle hält sich in diesen Punkten an das, was die statische Untersuchung und die Rücksicht auf die Forderungen der Baupolizei einerseits, sowie der Durchschnitt der billigeren Angebote angesehener deutscher Eisenbau-Anstalten ergeben haben.

Den geringeren Baukosten entspricht auch eine kürzere Bauzeit. Die ausführende Firma brauchte für die gesamten Arbeiten in Treptow von Erteilung des Auftrages bis zur Fertigstellung der Eisenkonstruktion (rd. 600 t) nur 19 Wochen, von denen 9 Wochen auf die eigentliche Montage entfielen. Dabei war besondere Beschleunigung der Arbeiten nicht geboten, da die Errichtung des tief unterkellerten vierstöckigen Werkstattanbaues ohnehin mehr Zeit in Anspruch nahm.

Der Blechbogenbinder mit unter Flur liegendem Zugband hätte auch für Betrieb und Unterhaltung fast nur Nachteile gebracht. Sein Hauptmangel, auf den oben wiederholt hingewiesen wurde, ist die Beschränkung des lichten Profils durch die große Steghöhe der Binderfüße, namentlich in der Ausrundung am Knick. Schon bei der Spannweite von 53,5 m in der Helmholtzstraße beträgt der Tiefenverlust an dieser Stelle — gekennzeichnet durch den Vorsprung der Schutzinseln an beiden Binderfüßen — 3,35 m. Im Falle der Helmholtzstraße wirkt sich dieser Mangel durch einen Gesamtverlust von drei Streifen mit einer Gesamtfläche von 494 m², d. h. 7,6% der überdachten Fläche aus. Dieser Mangel ließe sich nur durch Verlegung der Binderfüße in die Seitenwände vermeiden. Dann würden die hohen Träger aber sehr weit durch die Wände durchtreten — was bei Grenzmauern unmöglich ist —, und vor allem würde der beinahe einzige Vorteil geopfert werden, der dem Blechbinder überhaupt noch bleibt, nämlich seine gute ästhetische Wirkung.

Ein zweiter Mangel für den Betrieb ist die unerwünscht große Firsthöhe. Im Falle der Treptower Garage würde die Firsthöhe eines Blechbogenbinders im Stil der Helmholtzstraße bei Einhaltung einer Dachneigung von 1 : 8 15,2 m betragen, während der jetzt angewandte Fachwerkträger mit 12,5 m auskommt, also mit einer Höhe, die für eine derartige Garage völlig ausreicht. Ein dritter für den Betrieb nicht unwichtiger Mangel des Blechbogenbinders, oder — umgekehrt ausgedrückt — Vorteil des Fachwerkbinders ist die angenehme Schaffung von Anbringungsmöglichkeiten für Rohrleitungen, Laufkatzenbahnen u. dergl. an den Untergurten der Binder. Bei der Schwere der hier in Betracht kommenden Profile kann jede im Automobilbau vorkommende Last ohne weiteres an jedem beliebigen Punkt der Untergurte angehängt werden.

Bei unzuverlässigem Baugrund ist ein weiterer Nachteil des Blechbogenbinders die Notwendigkeit der Verwendung von unter dem Fußboden liegenden Zugbändern, die in der Helmholtzstraße vorsichtshalber sogar in besonderen bekriechbaren Kanälen auf nachstellbaren Unterlagen verlegt worden sind. Die Trockenhaltung dieser Kanäle und die Pflege der Zugbänder durch Entrosten und Anstreichen verursacht bei dem allnächtlichen Waschen von 160 Omnibussen erhebliche Schwierigkeiten.

Was schließlich die ästhetische Wirkung anbelangt (Abb. 4 bis 8), die sich als Geschmackangelegenheit besonders wenig für exakte Behandlung eignet, so ist beim Entwurf der Fachwerkträger in Treptow auf deren sorgfältige Berücksichtigung ganz besonderer Wert gelegt worden, vor allem — wie schon erwähnt — durch Zusammenfassen großer Baustoffmassen, dann aber auch durch Anwendung eines besonders frischen, grünen Anstrichs, der im Zusammenhang mit rotem Anstrich des eng verzweigten Rohrnetzes der selbsttätigen Feuerlöschanlage und der farbigen Behandlung der kassettierten Deckenfläche aus Bimsbetonplatten ein ziemlich farbenfreudiges Bild ergibt.

Beide Bauten sind in allen Teilen aus Flußstahl St 37 ausgeführt. Die Verwendung von hochwertigem Baustahl St 48 wäre für den schon länger zurückliegenden Bau in Charlottenburg überhaupt noch nicht in Frage gekommen. Für den Neubau in Treptow scheiterte sie an der damaligen Unmöglichkeit, das Material in der kurzen Zeit zu beschaffen, die für die Ausführung des Baues zur Verfügung stand. Übrigens hätte sich die Verwendung von Baustahl St 48 in jedem Falle nur für die Gurtungen und die äußersten Diagonalen gelohnt, da die übrigen Füllstäbe im Gegensatze zu eisernen Brücken wegen des Fehlens großer beweglicher Einzellasten verhältnismäßig geringe Kräfte aufzunehmen haben.

Die Larssen-Spundwand mit wechselweise stehenden, im Schloß gepreßten Doppelbohlen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Erich Lohmeyer,** Ministerialrat in Berlin.

(Schluß aus Heft 21.)

Die Auftragungen beginnen im Gegensatze zu den früheren erst bei einem Wasserdruck der Pressen von 20 kg/cm². Die Ablesung bei 10 kg/cm² ergab sich bei wiederholtem Nachprüfen der Manometer als unsicher, überdies fallen Ungenauigkeiten bei den geringen Durchbiegungen besonders stark ins Gewicht. Hinzu kommt, daß infolge anderer Anordnung der Einrichtung für das Pressen des Schlosses die Bohlen stärker verdreht wurden als früher und daß infolgedessen die Platte, solange sie nur gering beansprucht war, eine größere Höhe und damit ein größeres Widerstandsmoment hatte, das mit dem Anwachsen der Beanspruchung auf den Sollwert zurückging, da die Platte dann zwischen der Last und den Auflagern in die ebene Sollage zurückgedrückt wurde.

Die nebenstehende Zusammenstellung 2 enthält die zu Abb. 7 gehörenden Zahlenwerte. Die rechnungsmäßigen Durchbiegungen $f_W = \alpha_W p$ ergeben sich aus der auf S. 283 gegebenen Zusammenstellung 1 der Werte von α.

Das Widerstandsmoment der Wand erreicht einen höheren Wert als 0,939 des vollen Betrages, wenn mehr als vier Doppelbohlen auf eine dazwischenliegende Einzelbohle entfallen.

Es wird bei 6 Doppelbohlen $\frac{1}{13}(2 \cdot 6 + 0{,}448) = 0{,}958$,
„ 8 „ $\frac{1}{17}(2 \cdot 8 + 0{,}448) = 0{,}968$,
„ 10 „ $\frac{1}{21}(2 \cdot 10 + 0{,}448) = 0{,}974$

des vollen, auf die Wandachse bezogenen Widerstandsmomentes. Durch Versuche könnte man diese Ziffern nur mit entsprechend breiteren Platten belegen. Der Kosten wegen mußte davon abgesehen werden, zumal nicht einzusehen ist, warum das Ergebnis solcher Versuche ungünstiger werden könnte.

Das volle Widerstandsmoment kann man erreichen, wenn man in der Mitte nicht eine Einzelbohle, sondern eine Dreifachbohle, die aus drei Einzelbohlen gepreßt ist, einschaltet. Im allgemeinen wird der erreichte Erfolg aber nicht im Einklang stehen mit dem Mehraufwande für das Herstellen und Rammen dieser unhandlichen Bohle, zumal man mit Rücksicht auf die Reibung, die durch den Boden im Schloß hervorgerufen wird, meist unbedenklich mit dem vollen Werte des Widerstandsmomentes rechnen darf. Von Versuchen mit Dreifachbohlen, die auch eine Verbreiterung der Versuchsplatte bedingt hätten, ist deshalb abgesehen worden.

Legt man unter besonderen Verhältnissen — etwa bei auf große Länge freistehenden Bohlen — Wert auf Erreichen des vollen Widerstandsmomentes, so kann man diese Dreifachbohlen oder an ihrer Stelle besonders hergestellte, etwa kastenförmige Verstärkungsbohlen verwenden (Abb. 2). Nach den Ergebnissen der Versuche kann man ohne Bedenken annehmen, daß das angestrebte Ziel damit voll erreicht wird.

Zusammenstellung 2.
Zahlenwerte der Versuche mit Platte I. St 37.
Versuch am 28. April 1927.

Wasserdruck kg/cm²	Durchbiegung f in mm, gemessen an den Meßstellen 1 4 7	2 5 8	3 6 9	f_W in mm (gerechnet, bezogen auf die Wandachse)	$f : f_W$		
	Versuch 1, Belastungsfall a.						
	6,4	6,2	5,8	6,24	1,02	0,99	0,93
20	8,2	7,8	7,6	8,08	1,01	0,97	0,94
	5	4,5	4,5	4,88	1,02	0,92	0,92
	10	9,5	8,5	9,36	1,07	1,01	0,91
30	12,7	12	11,8	12,12	1,05	0,99	0,97
	7,8	7	6,5	7,32	1,06	0,96	0,89
	13	13,5	12	12,48	1,04	1,08	0,97
40	17	16,5	16	16,16	1,05	1,02	1,05
	10	10	9	9,76	1,02	1,02	0,92
	17	16,5	15	15,60	1,09	1,06	0,96
50	22	21	21	20,20	1,09	1,04	1,04
	13	12	12	12,20	1,06	0,98	0,98
	20	20	19	18,72	1,07	1,07	1,01
60	26	25,5	25,5	24,24	1,07	1,05	1,05
	15,5	15	14,5	14,64	1,06	1,02	0,99
	24	24	23	21,84	1,09	1,09	1,05
70	31,5	30,5	31	28,28	1,11	1,08	1,09
	18	17,5	17,5	17,08	1,05	1,03	1,03
	27,5	27,5	27	24,96	1,10	1,10	1,08
80	36	35,5	36	32,32	1,11	1,10	1,11
	21	20	20	19,52	1,08	1,02	1,02
	30	31	30	28,08	1,07	1,10	1,07
90	40,5	39,5	40,5	36,36	1,11	1,09	1,11
	24	23,5	24	22,96	1,05	1,02	1,05
	33,5	34	34,5	31,20	1,07	1,09	1,11
100	44	43,7	45	40,40	1,09	1,08	1,11
	25	25	26	24,40	1,02	1,02	1,07
	1,5	2,2	2,2				
0	2	2,2	2,8				
	1,5	1,5	1,0				

Wasserdruck kg/cm²	Durchbiegung f in mm, gemessen an den Meßstellen 1 2 3 4 5 6 7 8 9	f_W in mm (gerechnet, bezogen auf die Wandachse)	$f : f_W$
	Versuch 2, Belastungsfall b.		
	9 9,3 8,5	9,05	1,00 1,03 0,94
20	10,6 10,8 10,2	11,2	0,95 0,96 0,91
	6,8 7,3 6,5	7,17	0,95 1,02 0,91
	14,8 13,5 13,5	13,6	1,09 0,99 0,99
30	17 17 16,5	16,7	1,02 1,02 0,99
	11 11,5 10,5	10,75	1,02 1,07 0,98
	20 19 19	18,1	1,10 1,05 1,05
40	24 24 23	22,3	1,07 1,07 1,03
	15 15,5 15	14,3	1,05 1,08 1,05
	24,5 23,5 23	22,6	1,07 1,03 1,01
50	29 29 27,5	27,9	1,04 1,04 0,99
	18 18,5 18	17,9	1,01 1,03 1,01
	30 29,5 28,5	27,1	1,11 1,09 1,05
60	36 35,5 33,5	33,4	1,08 1,06 1,00
	22,5 22,7 22	21,5	1,05 1,06 1,02
	35 35 33	31,6	1,11 1,11 1,05
70	42 42 39,5	39,0	1,08 1,08 1,01
	25,6 26,6 26	25,1	1,02 1,06 1,04
	41 40 40	36,2	1,13 1,11 1,11
80	48,5 48 45	44,6	1,09 1,08 1,01
	30,5 31 29,5	28,6	1,10 1,12 1,03
	46 45 44	40,7	1,13 1,11 1,08
90	55 54 51,5	50,2	1,10 1,08 1,03
	35 33,5 34,5	32,2	1,09 1,04 1,07
	3,5 3,0 2,0		
0	2,5 2,5 1.5		
	2,0 1,8 1,2		
	Versuch 3, Belastungsfall c.		
	16,5 16 15	15,2	1,09 1,05 0,99
20	21 20 19	19,2	1,10 1,04 0,99
	12 12,5 12	12,1	0,99 1,03 0,99
	24,5 23 22,4	22,8	1,07 1,01 0,98
30	30 29 28	28,8	1,04 1,01 0,97
	17,6 18 18	18,15	0,97 0,99 0,99
	32 31 29,5	30,5	1,05 1,02 0,97
40	39 38,5 37,6	38,4	1,02 1,00 0,98
	23,5 24 24	24,2	0,97 0,99 0,99
	40 40 40	38,1	1,05 1,05 1,05
50	50 50 49	48	1,04 1,04 1,02
	30 30,5 31	30,2	0,99 1,01 1,03
	48,5 48 48	45,7	1,06 1,05 1,05
60	60 60 59	57,6	1,04 1,04 1,03
	37 38 38,5	36,25	1,02 1,05 1,06
	57,5 57 56	53,3	1,08 1,07 1,05
70	70,6 71,2 70	67,2	1,05 1,06 1,04
	43,5 43,7 44,7	42,3	1,03 1,03 1,06
	66 66 65	61,0	1,08 1,08 1,07
80	81 81,5 80	76,8	1,05 1,06 1,04
	49,7 50,5 52	48,35	1,03 1,04 1,08
	6 6 6		
0	7 7,5 7		
	4 5 4		

Zusammenfassung: Ordnet man in Larssenwänden die im Schloß gepreßten Doppelbohlen nach Abb. 1 oder 2 so an, daß die der Kraftrichtung zugeordneten Schwerachsen der Doppelbohlen gruppenweise geneigt zueinander liegen, so darf man für die Doppelbohlen das auf die Wandachse bezogene Widerstandsmoment einsetzen. Die Versuche haben nur in einem Falle einen um 1 bis 2% geringeren Wert ergeben. Folgen bei der Anordnung nach Abb. 1 auf eine Halbwellenbohle 4, 6, 8, 10 usw. im Schloß gepreßte Doppelbohlen, so ist das Widerstandsmoment der Wand — mit der genannten Ungenauigkeit von 1 bis 2% — 93,9%, 95,8%, 96,8%, 97,4% usw. des vollen, auf die Wandachse bezogenen Wertes („Katalogwertes"). Sind die Wände im Boden eingerammt, der die Reibung im Schloß erhöht, so darf man bei der genannten Anordnung stets mit dem vollen Werte des Widerstandsmomentes rechnen. Der volle Wert ist ohne weiteres vorhanden, wenn man statt der Halbwellenbohlen im Schloß gepreßte Dreifachbohlen oder andere Bohlen (z. B. Kastenbohlen nach Abb. 2) einfügt, deren Widerstandsmoment auf die Wandachse bezogen zu errechnen ist.

II. Versuche über den Widerstand der Preßstellen.

Schon im Zusammenhange mit den ersten Durchbiegungsversuchen waren Versuche über den Widerstand der Preßstellen in den Doppelbohlen gemacht worden. (Vergl. „Die Bautechnik" 1927, S. 74.) Inzwischen ist die Art der Pressung durch Änderung der Preßstempel (Abb. 5) verbessert worden, und die nachstehend beschriebenen Versuche zeigen, daß der Widerstand der Preßstellen dadurch erheblich höher geworden ist.

Zunächst wurden die Versuche in genau der gleichen Weise wie früher mit drei je 300 mm langen Bohlenabschnitten ausgeführt. Die Abschnitte wurden ineinandergeschoben und im Schloß gepreßt, wie es Abb. 12 zeigt. Darauf wurde die mittlere Bohle durch eine Druckwasserpresse belastet, bis sie nachgab. Die Versuche wurden für sämtliche sechs Größen der Wand durchgeführt, und zwar jedesmal für St 37 und für Hartstahl (Festigkeit 50 bis 60 kg/mm²). Für alle zwölf Fälle wurden je drei Versuche gemacht, im ganzen wurden also 36 nach Abb. 12 aus je drei Bohlenabschnitten bestehende Versuchsstücke geprüft.

Das Ergebnis ist in Abb. 13 zeichnerisch aufgetragen. Man sieht, daß durchweg die Bewegung im Schloß mit steigender Last erst langsam, dann schneller zunimmt. Die Auftragungen sind bis zu dem Punkte fortgesetzt, bei dem die höchste Last erreicht war. Der Wasserdruck fiel dann schnell, während die Bohle unaufhaltsam im Schloß weitergeschoben wurde. Die Verschiebungen in beiden Schlössern sind bei den verschiedenen Laststufen (5, 10, 15, 20, 25, 30 t usw. für beide Preßstellen, die Hälfte für nur eine Preßstelle) und bei der erreichten Höchstlast abgelesen worden. In der Abbildung sind die Mittelwerte aus beiden Ablesungen aufgetragen.

In Zusammenstellung 3 sind für jede Größe und Eisensorte die drei gemessenen Werte des größten Widerstandes und ihr Durchschnittswert

Zusammenstellung 3.

Widerstand der Preßstellen. Größte erreichte Tragkraft einer Preßstelle in t. Versuchstücke 300 mm lang, nach Abb. 12 angeordnet. Versuch am 4. Juli 1927.

Größe	St 37 Kleinstwert	St 37 Mittlerer Wert	St 37 Größtwert	St 37 Durchschnitt	Hartstahl 50 bis 60 kg/mm² Kleinstwert	Hartstahl 50 bis 60 kg/mm² Mittlerer Wert	Hartstahl 50 bis 60 kg/mm² Größtwert	Hartstahl 50 bis 60 kg/mm² Durchschnitt
Ia	9,9	10,6	12	10,8	11,5	11,7	12,5	11,9
I	16	17,5	18	17,2	13,3	16,8	22,3	17,5
II	23,3	40 [1])	53,6 [1])	—	14,5	19,8	21,4	18,6
III	14,3	18	19	17,1	20	43 [1])	44 [1])	—
IV	15,5	16,8	18,5	16,9	14,5	17	20,8	17,4
V	17,5	19	45 [1])	—	15	17	20	17,3

[1]) Die zu hohen Werte sind offenbar durch Schiefstellen der mittleren Bohle verursacht (vergl. Text), sie können zur Bildung des Durchschnittswertes nicht herangezogen werden.

Zusammenstellung 4.

Widerstand der Preßstellen. Größte in den einzelnen Laststufen gemessene Verschiebungen (in mm). Versuchstücke 300 mm lang, nach Abb. 12 angeordnet. Versuch am 4. Juli 1927.

Größe	St 37 Last in t 5	7,5	10	12,5	15	Hartstahl 50 bis 60 kg/mm² Last in t 5	7,5	10	12,5	15
Ia	1,5	5	9	—	—	3	10	17	—	—
I	1	1	2	6	14	1	3	6	14	
II	1	2	2,5	5	13	2	3	5	10	
III	1	2	3,5	7	—	1	2	1,5	3	10
IV	1	3	5	10	16	1	3	5,5	12	—
V	1	2	3,5	7	14	1	3	4	10	18

angegeben. In Zusammenstellung 4 sind die den einzelnen Laststufen entsprechenden größten gemessenen Verschiebungen enthalten. Rechts der stark ausgezogenen Linie liegen alle Verschiebungen, die größer sind als 3 mm, rechts der stark punktierten Linie alle Verschiebungen, die größer sind als 5 mm. Aus Zusammenstellung 4 ist zu entnehmen, daß, wenn man keine größere Verschiebung in der Preßstelle als 5 mm zulassen will, die Höchstbelastung nach diesen Versuchen beträgt:

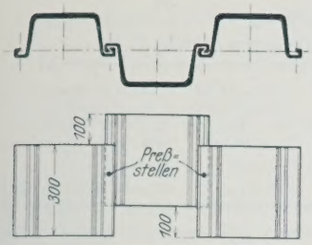


Abb. 12. Messen des Widerstandes der Preßstellen. Kurze Versuchstücke. Versuch am 4. Juli 1927.

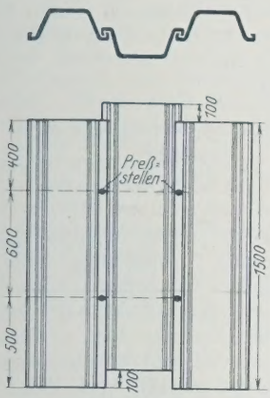


Abb. 14. Messen des Widerstandes der Preßstellen. Lange Versuchstücke. Versuche im August 1927.

5 t bei Größe I a Hartstahl,
7,5 t bei Größe I a St 37 und bei Größe I u. IV Hartstahl,
10 t bei allen andern Größen.

Die volle Tragkraft einer Preßstelle liegt nach Zusammenstellung 3 bedeutend höher.

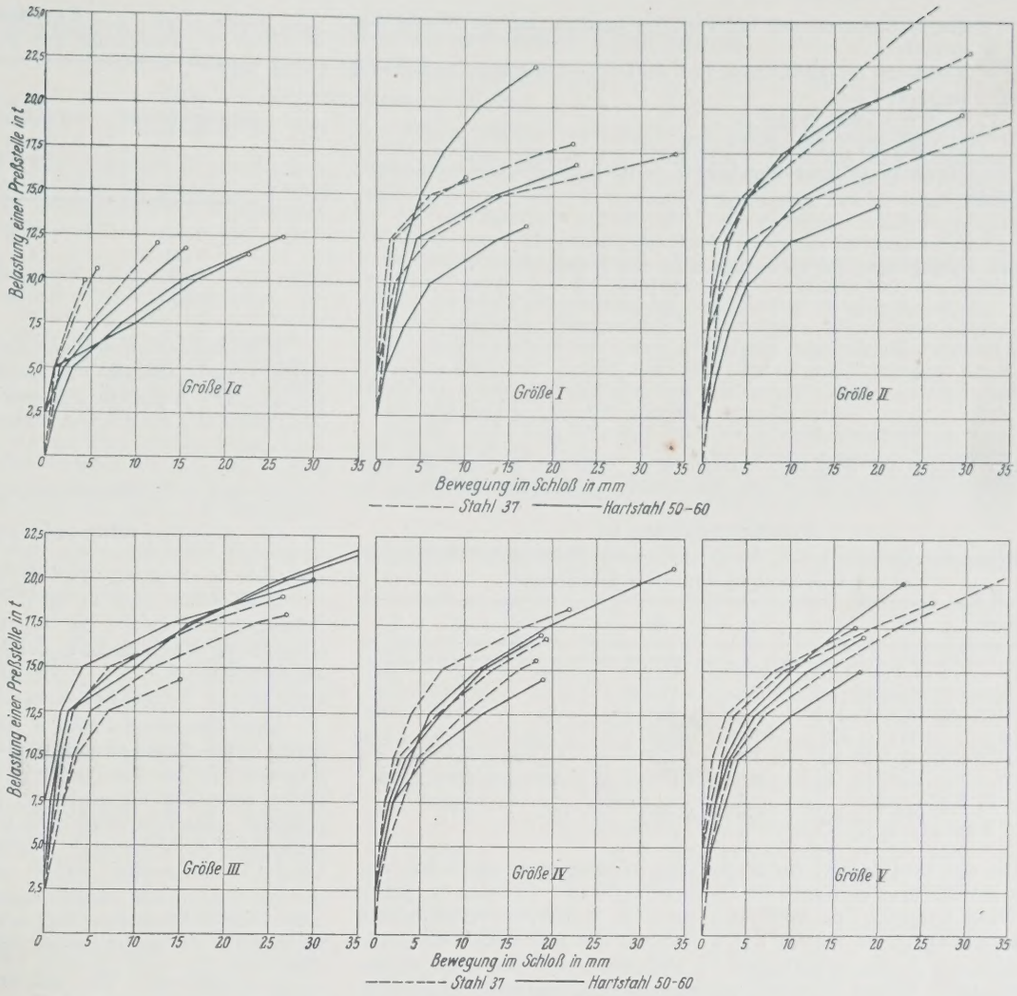


Abb. 13. Messen des Widerstandes der Preßstellen an 300 mm langen, nach Abb. 14 angeordneten Versuchstücken. Versuch am 4. Juli 1927.

Die Versuche zeigten, daß eine gleichmäßige Belastung der beiden Preßstellen eines Versuchstückes nicht zu erreichen war. Die gleichmäßige Verteilung des Druckes wurde dadurch erschwert, daß die kurzen Bohlenabschnitte durch das Pressen stark gegeneinander verdreht waren, so daß ihre Rückenflächen nicht gleichgerichtet lagen. Der mittlere Bohlenabschnitt stellte sich fast stets schief, anscheinend in Richtung des kleinsten Widerstandes der stärker belasteten Preßstelle. Aus diesen Gründen sind die Versuchsergebnisse auch ziemlich ungleichmäßig. Besonders fallen die hohen Einzelwerte bei Größe II St 37 und Größe III Hartstahl auf. Sie sind offenbar auf Klemmungen zurückzuführen, die durch das Schiefstellen der mittleren Bohle entstanden sind. Um genauere Ergebnisse zu erhalten, wurden deshalb weiterhin längere Bohlenabschnitte untersucht, denen die aus Abb. 14 zu ersehenden Abmessungen gegeben wurden und die in jedem Schloß zwei Preßstellen hatten. Im ganzen wurden sechs Versuchstücke geprüft, je eins aus Hartstahl und je eins aus St 37 in den Größen I, III und V. Die längere Führung im Schloß verhinderte ein Schiefstellen der mittleren Bohle und gestattete eine gleichmäßigere Belastung. Die Art der Einspannung der Versuchstücke unter der Druckpresse ermöglichte leider ein einwandfreies Ablesen der Verschiebungen nicht, dagegen war der Beginn der Verschiebungen deutlich festzustellen. Die Ablesungen wurden durch einen die zeitliche Veränderung der Last aufzeichnenden Schreibstift unterstützt. Die Verschiebungen nahmen wie bei den vorhergehenden Versuchen erst langsam, dann schneller zu. Die Zusammenstellung 5 zeigt die Ergebnisse, die gleichmäßiger und deshalb wohl auch zuverlässiger sind als die Ergebnisse der ersten Versuche.

Nach diesen Versuchen tragen die Preßstellen bei den untersuchten Größen (I, II und V) durchweg, ohne daß eine merkliche Verschiebung eintritt, 15 bis 16 t, die Höchstlast dagegen ist in ungefährer Übereinstimmung mit den Durchschnittswerten der vorhergehenden Versuche 18 bis 21 t. Man kann annehmen, daß bei längeren Bohlen die Tragkraft einer Preßstelle noch größer wird. Die bei diesen Versuchen nicht geprüften Größen II und IV verhalten sich nach dem Ergebnis der ersten Versuche etwa ebenso wie die Größen I, III und V, während die Tragkraft der Preßstellen bei Größe Ia geringer ist.

Zusammenstellung 5.

Widerstand der Preßstellen. Versuchstücke 1500 mm lang, nach Abb. 14 angeordnet. Versuche im August 1927.

Größe	Festigkeit kg/mm²	Last bei Eintritt merklicher Verschiebung für 4 Preßstellen t	Last bei Eintritt merklicher Verschiebung für 1 Preßstelle t	Größte Last für 4 Preßstellen t	Größte Last für 1 Preßstelle t
I	37 bis 44	62	15,5	72	18
I	50 bis 60	60	15,0	76	19
III	37 bis 44	64	16,0	80	20
III	50 bis 60	66	16,5	80	20
V	37 bis 44	62	15,5	84	21
V	50 bis 60	66	16,5	86	21,5

Man rechnet mit ausreichender Sicherheit, wenn man als Beanspruchung der Preßstellen bei Größe Ia 8 t, bei den Größen I bis V 12 t zuläßt.

III. Bestimmung des Mindestabstandes der Preßstellen.

Errechnet man entsprechend dem Ergebnis der in Abschnitt I geschilderten Versuche das Widerstandsmoment der Larssenwand bezogen auf die Wandachse, so ergibt sich die folgende Berechnung des Mindestabstandes der Preßstellen. Die von den Preßstellen aufzunehmende Schubkraft ist abhängig von der in der gebogenen Wand auftretenden Querkraft und von Form und Abmessungen des Wandquerschnitts. Aus der Schubkraft und der im Abschnitt II ermittelten Tragkraft einer Preßstelle ergibt sich dann der Mindestabstand der Preßstellen.

Bei den folgenden Bezeichnungen:

Q Querkraft bezogen auf 1 m Wandbreite in t/m,
b Wandbreite für eine Larssen-Doppelbohle in m,
f Querschnitt der Einzelbohle in cm²,
z_2 Abstand des Schwerpunktes der Einzelbohle von der Wandachse in cm,
S Statisches Moment der Einzelbohle bezogen auf die Wandachse ($S = f z_2$) in cm³,

J Trägheitsmoment des Bohlenpaares bezogen auf die Wandachse in cm⁴,
T Schubkraft im gepreßten Schloß der Doppelbohle auf 1 cm Bohlenlänge in t/cm,
T_1 Tragkraft einer Preßstelle in t,
t Teilung der Preßstellen in cm,

wird die Schubkraft im gepreßten Schloß der Doppelbohle auf 1 cm Länge der Bohlen:

$$(1) \qquad T = \frac{Q\,b\,S}{J}$$

und die Teilung oder der Mindestabstand der Preßstellen:

$$(2) \qquad t = \frac{T_1}{T} = \frac{T_1\,J}{b\,S\,Q}.$$

$$(3) \qquad t = \frac{\alpha}{Q},$$

worin

$$(4) \qquad \alpha = \frac{T_1\,J}{b\,S}.$$

Der Wert α ist in Zusammenstellung 6 ermittelt und für die verschiedenen Größen der Wand aus ihrer letzten Zeile zu entnehmen.

Zusammenstellung 6.

Ermittlung der Werte $\alpha = t\,Q$, worin t in cm die Teilung der Preßstellen, Q die Querkraft in t für 1 m Wandbreite.

Größe	Ia	I	II	III	IV	V	
f	41,9	49,0	62,5	79,2	95,4	127,3	cm²
z_2	3,85	4,32	5,89	7,73	9,66	11,1	cm
$S = f z_2$	162	212	368	612	923	1413	cm³
J	1981	2957	6792	13 465	25 263	42 792	cm⁴
T_1	8	12	12	12	12	12	t
b	0,8	0,8	0,8	0,8	0,8	0,84	m
$\alpha = \frac{T_1 J}{b S}$	122	209	276	330	410	432	t

Bei den Ermittlungen zur Bestimmung der Rammtiefe und Stärke der Wand zeichne man also auch die Querkraftfläche auf. Hat man die Stärke der Wand festgelegt, so ergibt sich nach Gl. 3 aus den verschiedenen Größen der Querkraft, die für 1 m Wandbreite in t einzusetzen sind, und aus dem aus Zusammenstellung 6 zu entnehmenden Wert α der an den verschiedenen Stellen der Wand erforderliche Mindestabstand t der Preßstellen in cm.

Nach diesen Angaben soll nun noch, zugleich um ein Beispiel des Rechnungsganges zu geben, ermittelt werden, wie groß der Mindestabstand der Preßstellen bei den in Abschnitt I geschilderten Durchbiegungsversuchen sein mußte und wie hoch die Beanspruchung der Preßstellen bei den wirklich gewählten Abständen war. Der Mindestabstand soll dabei für verschiedene Werte der größten Biegungsbeanspruchung der Wand angegeben werden, weil diese die Verhältnisse am besten kennzeichnet.

Es bezeichne:

Q (in kg) die Querkraft,
P (in kg) eine Einzellast,
$\max M$ (in kgcm) das größte Biegungsmoment,
W (in cm³) das Widerstandsmoment, sämtlich bezogen auf 1 m Plattenbreite,
$\max \sigma$ (in kg/cm²) die größte Biegungsspannung,
l (= 800 cm) die Stützweite der Platte.

Aus Abb. 6 ist zu ersehen, daß die Querkraft ihren Höchstwert im Belastungsfalle c erreicht. Nach Abb. 6 ist:

$$\max \sigma = \frac{\max M}{W} = \frac{P\,l}{2\,W}$$

$$P = \frac{2\,W}{l} \cdot \max \sigma$$

$$Q = \frac{3}{2} \cdot P = \frac{3\,W}{l} \cdot \max \sigma = \frac{3 \cdot 849}{800} \cdot \max \sigma = 3{,}184 \max \sigma.$$

Für die zulässigen Spannungen und die Streckgrenzen von St 37 und Hartstahl (50 bis 60) kann man die entsprechenden Werte der Querkraft und den erforderlichen Mindestabstand der Preßstellen, der sich aus der Gleichung

$$t = \frac{\alpha}{Q} = \frac{276}{Q}$$

errechnet, aus der Zusammenstellung 7 entnehmen.

Die wirkliche Teilung beträgt nach Abb. 4 nur 25 cm, ist also immer noch enger, als sie auch bei bis zur Streckgrenze durchgebogenem Hartstahl sein muß. Dabei sind die Preßstellen in den über die Auflager überstehenden Enden der Platte noch als weitere Sicherheit vorhanden.

Zusammenstellung 7.

Preßstellen der Versuchsplatten (Größe II).

Größte Biegungsspannung in der Platte max σ	Größte Querkraft max Q	Erforderlicher Mindestabstand der Preßstellen t	Beanspruchung der Preßstellen bei einem Abstande von 25 cm T_1'
kg/cm²	t	cm	t
1200	3,82	72	4,14
1625	5,18	54	5,6
2400	7,64	36	8,28
3250	10,36	27	11,2

Vernachlässigt man diese Preßstellen in den überstehenden Plattenenden, rechnet also nur mit einem Preßstellenabstand von 25 cm, wie er zwischen den Auflagern vorhanden ist, so ergibt sich die Beanspruchung der Preßstellen aus Gl. 1 u. 2 zu:

$$T_1' = t\,T = t\,Q \cdot \frac{b\,S}{J}.$$

Mit den in Zusammenstellung 6 gegebenen Werten wird dann:

$$T_1' = 25 \cdot 3{,}184 \max \sigma \cdot \frac{0{,}8 \cdot 368}{6792}$$

$$= 3{,}45 \max \sigma.$$

Diese Werte (statt in kg in t angegeben) sind für die verschiedenen Spannungen ebenfalls in Zusammenstellung 7 eingetragen. Die Beanspruchung der Preßstellen der Hartstahlplatte war danach bei Erreichen der Streckgrenze 11,2 t, wobei die Wirkung der außerhalb der Auflager angeordneten Preßstellen vernachlässigt ist.

Nach den in Abschnitt II beschriebenen Versuchen wird auch bei Größe V der Larssenwand die Preßstelle zweckmäßig nicht höher beansprucht als bei den Größen I bis IV. Eine Überbelastung der Preßstellen wäre also am ersten bei einer belasteten Wand der Größe V zu erwarten. Deshalb möge hier noch kurz der Mindestabstand der Preßstellen für den Fall ermittelt werden, daß eine Platte gleicher Abmessungen wie die Versuchsplatten, jedoch statt aus Größe II aus Größe V bestehend, bis zur Streckgrenze durchgebogen wird. Gleiche Spannungen entstehen, wenn man die Belastung und damit die Querkräfte und Biegungsmomente im gleichen Verhältnis steigert wie das Widerstandsmoment, also auf das $\frac{2962}{849} = 3{,}49$fache. Für die verschiedenen Spannungen ergeben sich dann die Querkräfte 3,49mal so hoch, wie in Zusammenstellung 7 angegeben, und daraus errechnen sich mit dem aus Zusammenstellung 6 für die Größe V zu entnehmenden Wert für α die erforderlichen Mindestabstände. Die Ergebnisse zeigt Zusammenstellung 8.

Zusammenstellung 8.

Preßstellen einer Platte der Größe V.

Größte Biegungsspannung in der Platte max σ	Größte Querkraft max Q	Erforderlicher Mindestabstand der Preßstellen t
kg/cm²	t	cm
1200	13,3	32,5
1625	18,1	24
2400	26,7	16,2
3250	36,2	12

Der kleinste erforderliche Abstand der Preßstellen ist also 12 cm, wenn sie noch bei Erreichen der Streckgrenze halten sollen. Man kann den Abstand auf 10 cm verringern, ohne daß die benachbarten Preßstellen sich in ihrer Wirkung beeinträchtigen. Außerdem aber treten bei Bauwerken derart hohe Querkräfte immer nur auf verhältnismäßig kurze Bohlenstrecken auf. Man kann also durch engere Anordnung der Preßstellen in den benachbarten Bohlenstrecken einen Überschuß in der Festigkeit des Schlosses schaffen, der den hochbeanspruchten Strecken zugute kommt. Es wird deshalb immer möglich sein, die entstehenden Schubkräfte durch die Preßstellen mit ausreichender Sicherheit aufzunehmen.

Die Versuche sind in der Herrn Oberingenieur Mauterer unterstehenden Spundwandabteilung der Vereinigten Stahlwerke A.-G., Abteilung Dortmunder Union, ausgeführt worden. Bei ihrer Vorbereitung und Durchführung haben den Verfasser die Herren Dr.-Ing. Drenkhahn und Dipl.-Ing. Blum durch gewissenhafte und zuverlässige Arbeit unterstützt.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund.

Zur Frage ihrer Wirtschaftlichkeit.

Von Prof. **Richard Petersen**, Danzig.

Unter obiger Überschrift ist im Verlag der „Verkehrstechnik“ eine neue Arbeit von Prof. Dr.-Ing. Giese erschienen.

Die Schriftleitung der „Bautechnik“ hat mich aufgefordert, die Giesesche Arbeit zu besprechen. Ich komme dieser Aufforderung gern nach, möchte aber meine Darlegungen nicht auf die Buchbesprechung beschränken, sondern die Frage der Rheinisch-Westfälischen Städtebahn allgemeiner erörtern.

Die Preußische Staatsbahnverwaltung stand früher dem Plane einer selbständigen Schnellbahn Köln—Dortmund wohlwollend gegenüber. Bei der Staatsbahnverwaltung bestand die Auffassung, daß es ihr selber Schwierigkeiten machen würde, das Bedürfnis nach einem Bezirksschnellverkehr durch einen Ausbau ihres eigenen Eisenbahnnetzes zu befriedigen.

Die Studiengesellschaft für die Rheinisch-Westfälische Schnellbahn erhielt 1924 die Konzession zum Bau und Betrieb mit der Bedingung, innerhalb bestimmter Frist die Finanzierung nachzuweisen. In Anbetracht der schwierigen Lage des Geldmarktes ist die Finanzierung bisher nicht gelungen. Ob sie noch wird durchgeführt werden können, ist fraglich geworden, weil die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft (D R G) neuerdings eine andere Stellung zu der Frage einnimmt als früher die Preußische Staatsbahnverwaltung. Die DRG hat kürzlich bekanntgegeben, daß sie sich zu einem großzügigen Ausbau des rheinisch-westfälischen Eisenbahnnetzes entschlossen hat, und daß sie eine neue zweigleisige Bahnlinie von Köln bis Dortmund durchführen will unter Umbau der bestehenden Bahnhöfe und Eisenbahnanlagen.

Bevor die DRG diesen Beschluß faßte, hatte Prof. Giese im Oktober 1926 eine umfangreiche Denkschrift veröffentlicht, in der er entwickelte, daß die geplante Rheinisch-Westfälische Städtebahn privatwirtschaftlich und volkswirtschaftlich nicht zu rechtfertigen sei, weil sie unmöglich das erforderliche Anlagekapital würde verzinsen können. Die Arbeit von Giese stützte sich auf umfangreiche statistische Ermittlungen über den Eisenbahnverkehr in Rheinland-Westfalen, die ihm von der DRG zur Verfügung gestellt waren.

Die Studiengesellschaft beantwortete im März 1927 die Giesesche Arbeit durch eine umfangreiche und gründliche Veröffentlichung ihrer „Ertragsberechnung“ und kam darin zu einer günstigen Voraussage für die Entwicklung des Unternehmens.

Von den Stadtverwaltungen, die an der Studiengesellschaft beteiligt sind, wurde dann Geh.-Rat Kemmann ersucht, sich über die wesentlichen Fragen zu äußern, die durch die Giesesche Arbeit aufgeworfen waren. Kemmanns Gutachten „Kritische Betrachtungen zur Frage der Rheinisch-Westfälischen Städtebahn“ vom Juni 1927 ist wiederum eine umfangreiche, gründliche Untersuchung, die im wesentlichen die pessimistische Auffassung Gieses ablehnt und die günstige Auffassung der Studiengesellschaft bestätigt.

Nunmehr entbrannte ein heftiger Kampf für und wider die Städtebahn. Namhafte Fachleute ergriffen teils für die Städtebahn, teils für die Reichsbahn Partei.

In seiner neuesten Arbeit vom Januar 1928 versucht Giese, die Kemmannsche Auffassung zu widerlegen. Außer den Arbeiten der Studiengesellschaft und von Kemmann erörtert er auch Untersuchungen von Reg.-Baurat Dr. Heisterbergk, Prof. Dr.-Ing. Wentzel, Prof. Dr.-Ing. Pirath, Prof. Dr.-Ing. Jänecke und Oberbaurat Grummel.

Gieses Endurteil über die Städtebahn ist wiederum ablehnend. Zum Schluß tritt er warm für den Ausbau der Reichsbahn ein und bringt zum erstenmal eine ausführlichere Darstellung über die von der Reichsbahn geplanten Umbauten.

Giese behandelt eingehend die Anlagekosten, die Grundlagen für den Fahrplan und die Schätzung des Verkehrs, den Fassungsraum der Wagen, die Ermittlung der erforderlichen Wagenzahl, die Fahrgeschwindigkeit und den Fahrzeitgewinn, die mittlere Reiselänge, die Platzausnutzung, den Fahrpreis, sodann den Verkehr in den Jahren 1925/27, die künftige Entwicklung im Bereiche des Städtebahngebietes und den jährlichen Bevölkerungszuwachs. Sodann schätzt er den Verkehr, zunächst den Abwanderungsverkehr von der Reichsbahn, von der Straßenbahn und Personenkraftwagen, weiter behandelt er die Werbekraft des elektrischen Betriebes und den neuen Verkehr.

Nach einer Zusammenstellung der Ergebnisse der verschiedenen Verkehrsschätzungen der anderen Verfasser behandelt er die Einnahmen und Ausgaben im ersten bis zehnten Betriebsjahr, sodann die Bauwürdigkeit der Städtebahn, zum Schluß den Einfluß der Städtebahn auf die Wirtschaftlichkeit der bestehenden Verkehrsunternehmungen und den geplanten Ausbau der Reichsbahn.

Das wissenschaftliche Schrifttum über die Rheinisch-Westfälische Städtebahn umfaßt nunmehr reichlich 60 Denkschriften und Zeitschriftenaufsätze. Ein Verzeichnis dieses Schrifttums befindet sich in einer neuen Denkschrift von Kemmann[1]).

Für die folgenden Überlegungen will ich in der Hauptsache die Arbeiten der Studiengesellschaft, von Kemmann und von Giese heranziehen, weil sie die Grenzen der verschiedenen Auffassungen darstellen. Die Ergebnisse der übrigen Arbeiten liegen zwischen diesen Grenzen.

Alle drei Arbeiten stehen wissenschaftlich auf der Höhe. Wie kommt es, daß ihre Endergebnisse so verschieden sind?

[1]) „Behandlung der Rheinisch-Westfälischen Städtebahn in einigen Fachzeitschriften. Gewähr oder Ablehnung freier Meinungsäußerung?“

Die technischen Unterlagen, von denen die einzelnen Arbeiten ausgehen, weisen nennenswerte Unterschiede nicht auf. Die Bezifferung von Verkehr, Betriebsleistung, Betriebsausgaben, Rücklagen, Steuern, Wagenbesetzung, Reiselänge, Fahrpreis, Anlagekapital, Zinsfuß führt zum Schluß zu der voraussichtlichen Rente des Unternehmens. Das Endergebnis setzt sich also aus einer Menge einzelner Größen zusammen, die sich gegenseitig beeinflussen, von denen aber keine einwandfrei feststeht. Die drei Verfasser gehen bei der Erörterung dieser Größen von den Erfahrungszahlen anderer Bahnbetriebe aus und schätzen nunmehr, wie die Größe für das geplante Unternehmen zu beziffern sei. Diese Schätzungen fallen natürlich verschieden aus. Sie lassen sich außerdem nur mit einem gewissen Spielraum fassen. Bei den Auseinandersetzungen über diese einzelnen Größen verliert der unbeteiligte Leser bald den Überblick darüber, was wichtig und was unwichtig ist.

Tafel 1 gibt eine Übersicht über die grundlegenden Werte, von denen die verschiedenen Verfasser bei ihren Berechnungen ausgegangen sind. Ein nennenswerter Unterschied ist nur in der Größe des voraussichtlichen Verkehrs, der Wagenbesetzung und des Anlagekapitals festzustellen. Die

Tafel 1.

		Studien-ges.	Kem-mann	Giese	Studien-ges.	Kem-mann	Giese	
	Nummer	1	2	3	4	5	6	
	Betriebsjahr	5	3	3	10	10	10	
1.	Wagenkm . . .	14,9	14,8	14,8	20,7	18,0	15,1	Mill.
2.	Reisende . . .	35,2	36,0	22,7	42,2	43,6	27,9	„
3.	Fahrgeldeinnahme	39,8	39,7	24,5	47,8	48,0	30,0	Mill. R.-M.
4.	Betriebsausgaben .	10,20	9,70	11,50	12,40	11,70	11,80	„
5.	Rücklagen . . .	2,32	2,49	2,60	2,81	3,50	3,80	„
	4 + 5	12,52	12,19	14,10	15,21	15,20	15,60	„
6.	Steuern	9,27	9,21	6,13	10,91	11,10	6,79	„
	4 + 5 + 6	21,79	21,40	20,23	26,10	26,30	22,39	„
7.	Überschuß für den Kapitaldienst .	18,0	18,3	4,3	21,7	21,7	7,6	„
8.	Anlagekapital . .	340	340	390	—	—	—	„
9.	Obligationen . .	170	170	195	—	—	—	„
10.	Aktien	170	170	195	—	—	—	„
11.	Reisende je Wagenkm . . .	2,36	2,43	1,53	2,04	2,43	1,85	
12.	Einnahme je Reisenden . . .	1,13	1,10	1,08	1,13	1,10	1,08	R.-M.
13.	Einnahme je Wagenkm . . .	2,67	2,68	1,66	2,31	2,66	1,98	„
14	Einnahme je Personenkm . . .	4,62	4,5	4,4	4,62	4,5	4,4	Pf.
15.	Betriebsausgaben je Wagenkm .	68,5	65,5	77,5	60,0	65,0	78,0	„
16.	Betriebsausgaben und Rückl. je Wagenkm . .	84,0	82,3	95,3	73,5	84,4	103,2	„
17.	Mittl. Reiselänge .			24,5 km				

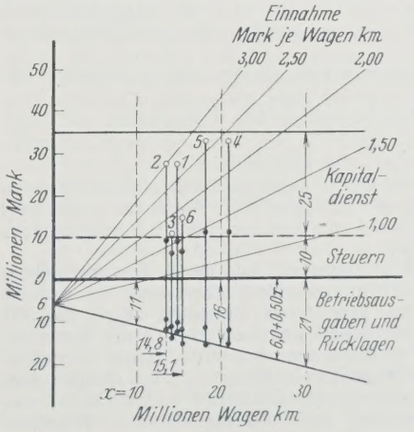


Abb. 1. Ertragsübersicht der Rheinisch-Westfälischen Städtebahn

1 u. *4* nach Studiengesellschaft, 5. u. 10. Betriebsjahr,
2 u. *5* nach Kemmann, 3. u. 10. Betriebsjahr,
3 u. *6* nach Giese, 3. u. 10. Betriebsjahr.

angenommene Größe der Betriebsleistungen und Betriebsausgaben zeigt bei den einzelnen Verfassern keine ausschlaggebenden Unterschiede.

In Abb. 1 sind die Werte der Tafel 1 dargestellt. Wagerecht ist aufgetragen die Betriebsleistung in Wagenkilometern, und zwar in sogenannten Rechnungskilometern; das bedeutet in diesem Falle, daß die von kleineren Wagen der Nebenlinien geleisteten Wagenkm umgerechnet sind auf die Wagenkm der größeren Wagen der Hauptlinie. Die dargestellte Zahl der Wagenkm bedeutet somit die Betriebsleistung, die erforderlich wäre, wenn auf dem ganzen Netz nur Wagen wie auf der Hauptlinie verkehren würden.

Von der wagerechten Nullinie nach unten sind aufgetragen bis zum ersten Punkte die Betriebsausgaben und von da bis zum zweiten Punkte die Rücklagen. Von der wagerechten Nullinie nach oben sind bis zum schwarzen Punkte die Steuern und von da bis zum offenen Kreise der für die Kapitalverzinsung verfügbare Überschuß dargestellt. Die Nebeneinnahmen sind nicht berücksichtigt. Die gesamte Höhe vom untersten schwarzen Punkte bis zum oberen offenen Kreis stellt die Fahrgeldeinnahme dar.

Nr. 1 und 4 sind die Schätzungen der Studiengesellschaft,
„ 2 „ 5 „ „ „ Kemmanns,
„ 3 „ 6 „ „ „ Gieses

für das dritte (fünfte) und zehnte Betriebsjahr.

In Bild 1 ist zu beachten, daß die Betriebsergebnisse Nr. 1, 2, 3, 6 etwas auseinandergezogen sind, um sie voneinander getrennt darstellen zu können. Genau genommen ist der wirkliche wagerechte Abstand zwischen den Linien 2 und 6 gleich $^1/_6$ des gezeichneten Abstandes. Die Linien 2, 3, 6 fallen nahezu mit der Linie 1 zusammen.

Aus diesen Schätzungen wollen wir nun eine Darstellung gewinnen, die anzeigt, wie sich der Überschuß ändert, wenn man die einzelnen Größen ändert, die den Überschuß beeinflussen.

Die Betriebsausgaben der Studiengesellschaft lassen sich etwa in die Gleichung fassen

(1) $\quad 5{,}0 + 0{,}35\,x$ Mill. R.-M. für x Mill. Wagenkm,

die Rücklagen für Erneuerungs- und Reservefonds in die Gleichung

(2) $\quad 1{,}0 + 0{,}09\,x$ Mill. R.-M. für x Mill. Wagenkm.

Die Summe der Betriebsausgaben und Rücklagen der Studiengesellschaft beträgt somit etwa

(3) $\quad 6{,}0 + 0{,}44\,x$ Mill. R.-M. für x Mill. Wagenkm.

Mit Rücksicht darauf, daß die Schätzungen der andern Verfasser zum Teil etwas darüber hinausgehen, sollen die Betriebsausgaben und Rücklagen für die folgenden Darstellungen im Mittel angenommen werden zu $5{,}0 + 0{,}40\,x + 1{,}0 + 0{,}10\,x =$

(4) $\quad 6{,}0 + 0{,}50\,x$ Mill. R.-M. für x Mill. Wagenkm.

So ergeben sich für x	= 10	15	20	30	Mill. Wagenkm
die Betriebsausgaben	= 90	73,3	65	56,7	Pf./Wagenkm
die Rücklagen	= 20	16,7	15	13,3	„
Die Summe der Betriebsausgaben und Rücklagen	= 110	90	80	70	Pf/Wagenkm
oder	= 11	13,5	16	21	Mill. R.-M.

Die Schätzungen von Giese gehen im Mittel um etwa 1 Mill. R.-M. darüber hinaus. (Vergl. Tafel 1.)

Dargestellt ist obige Gleichung der Betriebsausgaben und Rücklagen durch die unterste schräge Linie in Abb. 1.

Die Schätzungen der Steuern bewegen sich etwa zwischen 6,1 und 11,1 Mill. R.-M. jährlich. Die niedrige Schätzung Gieses mit 6,1 Mill. R.-M. ist damit begründet, daß er bei dem Geschäft keinen Gewinn, sondern einen Verlust annimmt. Für die folgenden Darlegungen soll für die Steuern abgerundet der feste Betrag von 10 Mill. R.-M. eingesetzt werden.

Die mittlere Summe der Betriebsausgaben, Rücklagen und Steuern ist somit aus Abb. 1 für die Betriebsleistungen zwischen 10 und 30 Mill. Wagenkm zu messen als senkrechte Höhe zwischen der untersten schrägen Linie und der wagerechten Geraden, die 10 Mill. R.-M. über der wagerechten Nullinie liegt.

Der weiter erforderliche Überschuß für die Verzinsung und Tilgung des Anlagekapitals stellt sich dar durch eine Parallele zur wagerechten Nullinie. Beispielsweise würde ein Überschuß für den Kapitaldienst in Höhe von 25 Mill. R.-M. = 7,35% von 340 Mill. R.-M. dargestellt werden in Abb. 1 durch eine Wagerechte, die 35 Mill. R.-M. über der Nullinie liegt. An diese Wagerechte reichen die Schätzungen 4 und 5 dicht heran. Sie dürfte etwa die obere Grenze des notwendigen Überschusses darstellen.

Die notwendige Einnahme gleich der Summe der Ausgaben einschließlich der notwendigen Kapitalverzinsung wird also dargestellt durch die senkrechte Höhe zwischen der unteren Schrägen und einer oberen wagerechten Linie.

Bei 15 Mill. Wagenkm beispielsweise beträgt die notwendige Einnahme nach Abb. 1

$$= 13{,}5 + 10 + 25 = 48{,}5 \text{ Mill. R.-M.,}$$

bei 20 Mill. Wagenkm

$$= 16 + 10 + 25 = 51 \text{ Mill. R.-M.}$$

Die wirkliche Einnahme wächst dagegen linear mit der Betriebsleistung und ändert sich mit der „Einnahme je Wagenkm". Sie wird dargestellt durch das Strahlenbündel, das von dem Punkte 6 unterhalb der Nullinie nach rechts oben steigt.

Das Wesentliche in Abb. 1 ist zunächst, daß es in den senkrechten Linien 1 bis 6 die Grenzfälle enthält, zwischen denen sämtliche anderen Schätzungen liegen. Das darüber gezeichnete Liniennetz zeigt, daß die Schätzungen bei der Studiengesellschaft und Kemmann einer Einnahme zwischen 2,3 und 2,7 R.-M. je Wagenkm, bei Giese einer Einnahme zwischen 1,7 bis 2,0 R.-M. je Wagenkm entsprechen. Im übrigen aber kann man aus Abb. 1 sehen, wie sich der Überschuß ändert, wenn man die Betriebsleistung (die Wagenkm) oder die Einnahme je Wagenkm ändert.

Nun ist der Begriff „Einnahme je Wagenkm" nicht gerade besonders anschaulich. Unsere Überlegungen müssen ausgehen von einer möglichst scharfen Ermittlung der Betriebsausgaben; diese ist nur möglich, wenn wir sie auf die gefahrenen Wagenkm (nicht auf die beförderten Reisenden) beziehen. Daher müssen wir in Abb. 1 die Einnahmen auch auf die gefahrenen Wagenkm beziehen. Die Einnahmen sind aber nicht von den

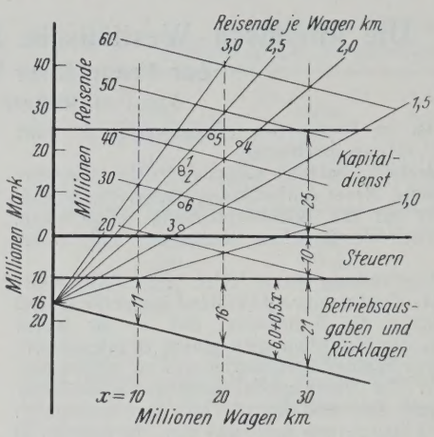


Abb. 2. Ertragsübersicht der Rheinisch-Westfälischen Städtebahn, gültig für eine Durchschnittseinnahme = 1,10 R.-M. je Reisenden = 4,4 Pf. je Personenkm (bei 25 km mittlerer Reiselänge).

Wagen km, sondern von der Zahl der Reisenden abhängig. Wir brauchen daher für die weiteren Überlegungen zunächst die Beziehung zwischen den Reisenden und den Wagenkm. Der Begriff „Reisende je Wagenkm", den wir in Abb. 2 einführen, ist allerdings auch noch nicht anschaulich; er wird später durch andere Begriffe ersetzt werden.

In Abb. 2 ist der Unterschied der Betriebsausgaben, Rücklagen und Steuern ausgeglichen und angenommen, daß die Betriebsausgaben und Rücklagen der Gleichung $6{,}0 + 0{,}50\,x$ folgen. Von dieser unteren schrägen Linie aus sind nach oben aufgetragen die geschätzten Fahrgeldeinnahmen nach Giese, der Studiengesellschaft und Kemmann. Die Nullinie ist gegenüber Abb. 1 um den Betrag der Steuern nach oben verschoben. Die wagerechten Längen bedeuten wiederum Wagenkm, die senkrechten Höhen bedeuten Geld. Wenn man nun für den einzelnen Reisenden die Durchschnittseinnahme berechnet, so kann man aus der Höhe = Geld auch die Zahl der Reisenden ablesen.

In Abb. 2 ist die Zahl der Reisenden dargestellt durch eine Schar von Parallelen zur unteren Schrägen. Dabei ist in Abb. 2 die Durchschnittseinnahme = 1,10 R.-M. je Reisenden angenommen. Sie schwankt bei den drei Verfassern zwischen 1,08 und 1,13 R.-M. je Reisenden.

Das schräge, nach rechts steigende Strahlenbündel, das in Abb. 1 die Einnahme in Reichsmark je Wagenkm darstellt, bedeutet nunmehr in Abb. 2 die Wagenbesetzung in Reisenden je Wagenkm.

Denn ist es:

$$(5) \qquad \frac{\text{Einnahme}}{\text{Wagenkm}} = \frac{\text{Einnahme}}{\text{Reisenden}} \cdot \frac{\text{Reisende}}{\text{Wagenkm}} .$$

Abb. 2 gibt somit für eine bestimmte Durchschnittseinnahme (1,10 R.-M. je Reisenden) die Beziehungen zwischen Betriebsleistung, Verkehr, Wagenbesetzung und Kapitalverzinsung. Beispielsweise ist aus Abb. 2 die Tafel 2 abzulesen:

Tafel 2.

Bei einer Durchschnittseinnahme = 1,10 R.-M. je Reisenden wird ein Überschuß für den Kapitaldienst = 25 Mill. R.-M. erzielt bei

3,0	2,5	2,0	1,5 Reisenden je Wagenkm
bei 14,6	18,2	24,1	35,6 Mill. Wagenkm
mit 43,9	45,6	48,2	53,5 Mill. Reisenden.

Die günstigste Annahme (Studiengesellschaft und Kemmann) erfordert somit bei rd. 2,5 Reisenden je Wagenkm einen Verkehr von rd. 46 Mill. Reisenden, um einen Überschuß von 25 Mill. R.-M. zu erzielen.

Die ungünstigste Annahme (Giese), rd. 1,5 Reisende/Wagenkm, erfordert für den gleichen Überschuß einen Verkehr von 54 Mill. Reisenden. Da Giese aber die Betriebsausgaben rd. 1 Mill. R.-M., das Anlagekapital 50 Mill. R.-M. höher annimmt, braucht Giese einen um etwa 5 Mill. R.-M. höheren Überschuß. Um 30 Mill. R.-M. Überschuß zu erzielen, wären somit nach Giese zwischen 55 und 60 Mill. Reisende nötig.

Der Vorteil meiner zeichnerischen Darstellung liegt darin, daß man ohne weiteres den Einfluß einer Änderung der Betriebsleistung oder der Wagenbesetzung oder der Zahl der Reisenden oder des Anlagekapitals auf die Verzinsung übersehen kann, während die üblichen tabellarischen Zusammenstellungen in den verschiedenen Denkschriften nicht erkennen lassen, wie sich das Endergebnis ändert, wenn man über irgend eine Teilgröße eine andere Annahme macht.

Abb. 2 zeigt deutlich, welche Bedeutung eine Steigerung der Wagenbesetzung hat.

Beispielsweise ist bei 30 Mill. Reisenden und bei

1,0 1,5 2,0 2,5 3,0 Reisenden je Wagenkm

der Überschuß für den Kapitaldienst

= 2,0 7,0 9,5 11,0 12,0 Mill. R.-M.,

der Unterschied in der Kapitalverzinsung beträgt somit

= 5,0 2,5 1,5 1,0 Mill. R.-M.

Die Steigerung des Ueberschusses ist also nicht etwa der Steigerung der Wagenbesetzung proportional; sondern mit zunehmender Wagenbesetzung wird die Steigerung des Überschusses immer kleiner. Sie ist sehr bedeutend, wenn die Wagenbesetzung von 1,0 auf 1,5 gehoben wird, aber nicht mehr bedeutend, wenn die Wagenbesetzung von 2,5 auf 3,0 steigt.

Die Frage, welche Wagenbesetzung möglich ist, ist daher von großer Bedeutung für den erzielbaren Überschuß. Die Schätzungen von Giese liegen nach Tafel 1 und Abb. 2 zwischen 1,53 und 1,85 Reisenden je Wagenkm.

Die Schätzungen der Studiengesellschaft liegen zwischen 2,04 und 2,36, Kemmann nimmt 2,43 Reisende je Wagenkm an. Die Einnahme 1,10 R.-M. je Reisenden entspricht einer mittleren Reiselänge von 25 km

und einer durchschnittlichen Einnahme von 4,4 Pf./Personenkm. Die Annahmen der Verfasser schwanken zwischen 4,4 und 4,62 Pf./Personenkm. Sie sind entwickelt aus der Vorschrift der Konzessionsurkunde, daß im Schnellbahnverkehr der jeweilig geltende Tarif der Deutschen Reichsbahn anzuwenden ist.

Dieser beträgt zurzeit für den

Einzelfahrschein 2. Kl. 7,5 Pf. je Personenkm,
Einzelfahrschein 3. Kl. 5,0 Pf. je Personenkm.

Das Verhältnis der Klassenbenutzung und die Ermäßigungen auf Wochen-, Monats- und Schülerkarten drücken sodann die Durchschnittseinnahme auf etwa 4,4 Pf./Personenkm herab.

Nun kann die Vorschrift der Konzessionsurkunde doch nur den Sinn haben, daß der Tarif der Reichsbahn nicht unterboten werden darf. Deshalb soll im folgenden auch der Einfluß einer Tariferhöhung behandelt werden.

Zu diesem Zweck schreiben wir:

$$(6)\quad \frac{\text{Einnahme}}{\text{Wagenkm}} = \frac{\text{Einnahme}}{\text{Personenkm}} \cdot \frac{\text{Personenkm}}{\text{Reisende}} \cdot \frac{\text{Reisende}}{\text{Wagenkm}}.$$

$$(7)\quad \frac{\text{Einnahme}}{\text{Wagenkm}} = \text{Tarif} \cdot \text{Reiselänge} \cdot \frac{\text{besetzte Plätze je Wagen}}{\text{Reiselänge}}.$$

$$(8)\quad \frac{\text{Einnahme}}{\text{Wagenkm}} = \text{Tarif} \cdot \frac{\text{besetzte Plätze}}{\text{Wagen}}.$$

Abb. 3 ist gezeichnet für eine Durchschnittseinnahme von 6 Pf. je Personenkm und 25 km mittlere Reiselänge = 1,50 R.-M. je Reisenden.

Das nach rechts steigende Strahlenbündel kennzeichnet hier die durchschnittliche Zahl der besetzten Plätze je Wagen. Damit gewinnen wir eine anschauliche Vorstellung. Die wagerechten Längen bedeuten wiederum Wagenkm, die senkrechten Höhen Geld bezw. Reisende.

Die mittlere Reiselänge ist bei den einzelnen Verfassern zwischen 24,5 und 25 km angenommen.

Nehmen wir der runden Zahl wegen 25 km an, so bedeutet eine Wagenbesetzung von 2,0 Reisenden je Wagenkm (Abb. 2), daß in den Wagen durchschnittlich 2 · 25 = 50 Plätze (Abb. 3) besetzt sind. Ferner sind in Abb. 3 10 Mill. Fahrgäste = 15 Mill. R.-M. Einnahme.

Abb. 3 unterscheidet sich von Abb. 2 dadurch, daß die Durchschnittseinnahme je Personenkm von 4,4 auf 6,0 Pf. erhöht ist. Diese Tariferhöhung hat eine wesentliche Verminderung der erforderlichen Reisenden zur Folge. Aus Abb. 3 ist Tafel 3 abzulesen.

Tafel 3.

Bei einer Durchschnittseinnahme von 6 Pf. je Personenkm,
einer mittleren Reiselänge von 25 km
= 1,50 R.-M. je Reisenden
wird ein Überschuß von 25 Mill. R.-M. erzielt:

bei	60	50	40	30 besetzten Plätzen
	= 2,4	2,0	1,6	1,2 Reisenden je Wagenkm
bei	13,2	16,4	21,6	31,6 Mill. Wagenkm
und	31,7	32,8	34,5	37,9 Mill. Reisenden.

Die mittlere Besetzung der Wagen ist angenommen bei Giese zu 38 bis 45 Plätzen, Studiengesellschaft zu 50 bis 58 Plätzen, Kemmann zu 60 Plätzen.

Noch einfacher wird die Darstellung, wenn man von einer bestimmten Wagenbesetzung ausgeht und den Tarif als veränderlich betrachtet. Das ist in Abb. 4 geschehen. Sie gilt für eine durchschnittliche Besetzung von 50 Plätzen je Wagen, die meines Erachtens nicht zu hoch gegriffen ist. Das nach rechts steigende Strahlenbündel bedeutet nunmehr den Tarif zwischen 4 und 7 Pf. je Personenkm. Die Zahl der erforderlichen Reisenden kann aber in Abb. 4 nicht als Höhe gemessen werden.

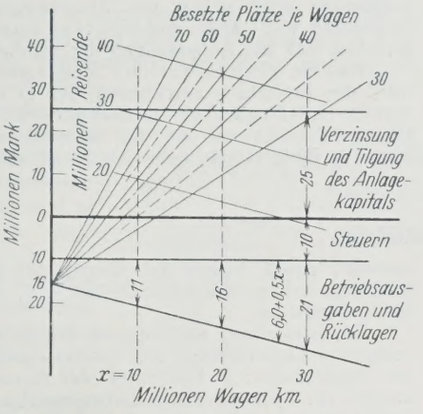


Abb. 3. Ertragsübersicht der Rheinisch-Westfälischen Städtebahn, gültig für eine Durchschnittseinnahme = 6,0 Pf. je Personenkm bei 25 km mittlerer Reiselänge (= 1,50 R.-M. je Reisenden).

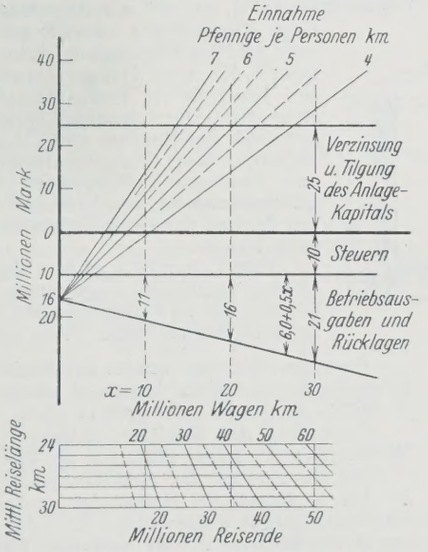


Abb. 4. Ertragsübersicht der Rheinisch-Westfälischen Städtebahn, gültig für eine durchschnittliche Wagenbesetzung von 50 Plätzen.

Demgemäß werden die Reisenden in Abb. 4 als wagerechte Längen gemessen.

50 besetzte Plätze je Wagen bedeuten
bei 25 km Reiselänge = 2 Reisende je Wagenkm,
bei 30 km Reiselänge = 1,67 Reisende je Wagenkm.

Die obere wagerechte Teilung in Abb. 4 ergibt die gefahrenen Wagenkm. Der untere wagerechte Maßstab gibt die Reisenden zwischen 24 und 30 km mittlerer Reiselänge an. Aus Abb. 4 ist Tafel 4 und 5 abzulesen.

Tafel 4.

Bei einer mittleren Reiselänge = 25 km
einer mittleren Wagenbesetzung = 50 Plätzen
= 2,0 Reisenden je Wagenkm
wird ein Überschuß von 25 Mill. R.-M. erzielt:

bei	4,5	5,0	5,5	6,0	Pf. je Personenkm
	= 1,13	1,25	1,38	1,50	R.-M. je Reisenden
	= 2,25	2,50	2,75	3,00	R.-M. je Wagenkm
bei	23,4	20,5	18,2	16,4	Mill. Wagenkm
und	46,8	41,0	36,4	32,8	Mill. Reisenden.

Tafel 5.

Bei einer mittleren Reiselänge = 30 km
einer mittleren Wagenbesetzung = 50 Plätzen
= 1,67 Reisenden je Wagenkm
wird ein Überschuß von 25 Mill. R.-M. erzielt

bei	4,5	5,0	5,5	6,0	Pf. je Personenkm
	= 1,35	1,50	1,65	1,80	R.-M. je Reisenden
	= 2,25	2,50	2,75	3,00	R.-M. je Wagenkm
bei	23,4	20,5	18,2	16,4	Mill. Wagenkm
und	39,0	34,2	30,4	27,4	Mill. Reisenden.

Tafel 6.

Bei einer mittleren Reiselänge = 30 km
einer mittleren Wagenbesetzung = 60 Plätzen
= 2,0 Reisenden je Wagenkm
wird ein Überschuß von 25 Mill. R.-M. erzielt:

bei	4,5	5,0	5,5	6,0	Pf. je Personenkm
	= 1,35	1,50	1,65	1,80	R.-M. je Reisenden
	= 2,70	3,00	3,30	3,60	R.-M. je Wagenkm
bei	18,6	16,4	14,6	13,2	Mill. Wagenkm
und	37,2	32,8	29,2	26,4	Mill. Reisenden.

Tafel 6 ist rechnerisch ermittelt und zeichnerisch nicht dargestellt.

Tafel 6 dürfte die obere Grenze des Erreichbaren zeigen. Jedenfalls sieht man aus Tafel 2 bis 6 und noch besser aus den Abb. 2 bis 4, daß die Zahl der Reisenden zwar die wichtigste Ziffer in der Ertragsberechnung ist, daß aber daneben die Bezifferung von Tarif, Wagenbesetzung und Reiselänge von großem Einfluß auf das Endergebnis ist.

Im günstigsten Falle der Tafel 6: Reiselänge = 30 km, Wagenbesetzung = 60 Plätze, Tarif = 6 Pf. je Personenkm genügen 26,4 Mill. Reisende, um einen Überschuß von 25 Mill. R.-M. zu erzielen.

Im ungünstigsten Falle (Abb. 2): Reiselänge = 25 km, Wagenbesetzung = 37,5 Plätze = 1,5 Reisende/Wagenkm, Tarif = 4,4 Pf. je Personenkm sind 60 Mill. Reisende nötig, um einen Überschuß von 30 Mill. R.-M. zu erreichen.

Ausgiebig erörtert ist in den verschiedenen Denkschriften die Wagenbesetzung.

Die Studiengesellschaft nimmt Wagen an mit 85 Sitz- und 95 Stehplätzen = 180 Plätzen, Giese rechnet mit 120 Sitz- und 30 Stehplätzen = 150 Plätzen.

Die Frage ist also zunächst: Ist es zulässig, im Durchschnitt mit 50 bis 60 besetzten Plätzen zu rechnen?

Ich möchte die Frage bejahen in Anbetracht der Umstände, daß der am stärksten belastete Abschnitt der Bahn nicht allzusehr über die mittlere Belastung hinausgeht, daß die Spitzenbelastung den Durchschnitt nicht allzusehr übersteigt, und daß die Zuglänge dem Bedarf leicht angepaßt werden kann, da alle Wagen einzeln angetrieben werden.

Hinsichtlich der mittleren Reiselänge beschränken sich die Untersuchungen auf die Feststellung, daß sie gegenwärtig etwa 24 bis 25 km beträgt.

Im Gegensatz zu Giese bin ich der Auffassung, daß die erhöhte Reisegeschwindigkeit eine Verlängerung der mittleren Reiselänge zur Folge haben wird; was das bedeutet, zeigt der Vergleich zwischen Tafel 4 und 5. Dabei will ich nicht behaupten, daß die Reiselänge gleich auf 30 km steigen wird. Die Studiengesellschaft will mit einer Höchstgeschwindigkeit von 130 km/Std. fahren und die Fahrzeit von Köln bis Dortmund von gegenwärtig 150 Min. auf 77 Min. abkürzen.

Bezüglich des Tarifs haben sich alle Verfasser auf die Feststellung beschränkt, daß der gegenwärtige Reichsbahntarif eine Durchschnittseinnahme von 4,4 bis 4,6 Pf./Personenkm ergibt. Wie fruchtbar aber eine geringe Tariferhöhung ist, zeigen Abb. 4 und Tafeln 4 bis 6.

Man erwidere mir nicht: der Tarif ist durch die Konzessionsurkunde nach oben festgelegt. Sollte das wirklich der Fall sein, so müßte eben die Konzessionsurkunde geändert werden. Man genehmigt doch heute keine Straßenbahn unter der Bedingung, daß sie etwa für 10 Pf. Einheitsfahrpreis fahren muß. Man genehmigt keinen Autobusbetrieb mit der

Bedingung, daß er den Tarif der benachbarten Straßenbahn nicht überschreiten darf. Wohl kann man die Bedingung stellen, daß die Tarife der bestehenden Verkehrsunternehmungen nicht unterboten werden dürfen. So ist auch wohl die Vorschrift im vorliegenden Falle zu verstehen.

Eine geringe Tariferhöhung halte ich auch mit Bezug auf die Zahl der Reisenden für unbedenklich, da ihr ja eine sehr wertvolle Gegenleistung, die höhere Reisegeschwindigkeit und die regelmäßige Fahrgelegenheit, gegenübersteht. Ich bin also der Meinung, daß bei einem Durchschnittstarif von etwa 5,5 Pf. je Personenkm, einer Wagenbesetzung nicht unter 50 Plätzen und einer mittleren Reiselänge etwas über 25 km ein Verkehr von etwa 35 Mill. Reisenden ausreichen wird, um einen Überschuß von 25 Mill. R.-M. zu erzielen.

Giese schätzt den Verkehr auf rd. 28 Mill. Reisende, brauchen würde er 55 bis 60 Mill. Reisende, seine Voraussage lautet daher hoffnungslos.

Die Studiengesellschaft und Kemmann schätzen den Verkehr auf rd. 43 Mill. Reisende und brauchen etwa 46 Mill. Reisende. Sie sind also von einer befriedigenden Verzinsung auch des Aktienkapitals nicht mehr weit entfernt. Eine geringe Tariferhöhung würde das in Ordnung bringen.

Giese nimmt die Betriebsausgaben rd. 1 Mill. R.-M. höher an, ferner den Kapitaldienst rd. 4 Mill. R.-M. höher an. Über diese beiden Posten wird man sich rechnerisch verständigen können.

Schwieriger wird es schon bei der Wagenbesetzung, die bei Gieses Schätzung rd. um 5 Mill. R.-M. ungünstiger wirkt. Am schwierigsten ist eine Verständigung über die Verkehrsschätzung, die bei Giese um etwa 15 Mill. R.-M. ungünstiger wirkt. Hier läßt die Rechnung einen ziemlich weiten Spielraum offen.

Zwischen übertriebener Hoffnungsseligkeit und Schwarzseherei ist nun eine ziemlich lange Stufenleiter. Giese befindet sich meines Erachtens auf dem unteren Teil dieser Leiter, Kemmann und die Studiengesellschaft einige Stufen höher. Ich selbst möchte trotz der Einwendungen, die Giese gegen die Einzelheiten der Kemmannschen Begründung erhebt, bezüglich des Endergebnisses auf der Stufenleiter einen Platz mehr in der Nähe von Kemmann einnehmen. Aber rechnerisch austragen läßt sich diese Frage in einwandfreier Weise nicht.

Zugunsten der Auffassung Kemmanns spricht jedenfalls, daß er unter den deutschen Fachleuten doch wohl derjenige ist, der in langjähriger Tätigkeit auf dem Gebiete der Finanzierung von Verkehrsunternehmungen den tiefsten Einblick und die umfangreichsten Erfahrungen hatte, und der insbesondere auch hinsichtlich der Verkehrsschätzungen bei neuen Unternehmungen die größten Erfolge aufzuweisen hat.

Bei aller Anerkennung der großen wissenschaftlichen Leistung Gieses kann ich mich daher seiner Schlußfolgerung, daß die Rheinisch-Westfälische Städtebahn als finanziell undurchführbar abzulehnen sei, nicht anschließen.

Aus diesem Grunde für den Entwurf der D R G einzutreten, halte ich nicht für gerechtfertigt, zumal da der Reichsbahnentwurf, auf der gleichen Grundlage verglichen, kein besseres finanzielles Ergebnis verspricht.

Wohl kommen außer der privatwirtschaftlichen Seite noch andere Rücksichten in Betracht, insbesondere, daß bei den Erweiterungen der Reichsbahn ein neues Gleispaar für den Bezirksschnellverkehr so gewissermaßen nebenbei geschaffen wird.

Auf diese sehr wichtigen Fragen kann ich aber nicht eingehen, da ich die Entwürfe im einzelnen nicht kenne, also darüber nicht urteilen kann. Neben Giese hat namentlich Pirath schwerwiegende Gründe für die Reichsbahn und gegen die Städtebahn vorgebracht. Die gegenteilige Auffassung wird neben der Studiengesellschaft und Kemmann namentlich von Cauer und Wentzel vertreten. Über diese Frage widersprechen sich die Auffassungen der namhaftesten Fachleute.

Was die grundsätzliche Stellungnahme anbelangt, so möchte ich mich der Auffassung anschließen, daß es richtiger ist, den Bezirksschnellverkehr nach Möglichkeit von dem übrigen Eisenbahnverkehr auf besonderen Gleisen abzutrennen, und daß es nicht zweckmäßig ist, ihn weitgehend mit dem übrigen Eisenbahnverkehr zu verflechten.

Vermischtes.

Technische Hochschule Danzig. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Ingenieur August Wolfsholz, dem Gründer und jetzigen Mitgliede des Aufsichtsrates der August Wolfsholz Preßzementbau A.-G. in Berlin und Wien, in Anerkennung seiner Verdienste um das Bauingenieurwesen, insbesondere auf dem Gebiete des Preßzementbaues und der Wiederherstellung schadhafter Bauwerke.

Eine 90 Jahre alte hölzerne Brücke. In Camp Nelson, Ky., ungefähr 20 engl. Meilen von Lexington, steht nach Eng. News-Rec. vom 9. Februar 1928 eine ungewöhnliche hölzerne Brücke, die im Jahre 1838 von dem bekannten Brückenbauer Louis Wernway erbaut wurde. Eine Untersuchung der Brücke ergab, daß sie mit wenigen Verstärkungen und einigen Ausbesserungen des Tragwerkes noch über die ihr ursprünglich zugedachte Tragfähigkeit hinaus weiter benutzt werden kann.

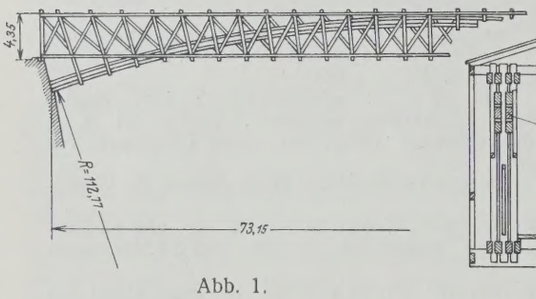


Abb. 1.

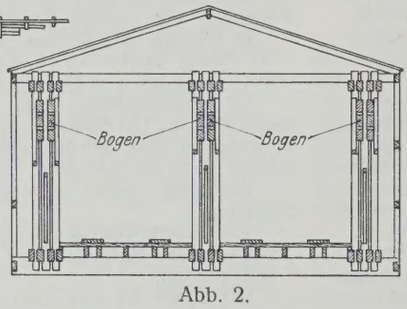


Abb. 2.

Das Tragwerk führt zwei Fahrwege einer Landstraße über eine Spannweite von 73 m. Jeder Fahrweg ist etwa 3,7 m breit. Der Überbau besteht aus drei Hauptträgern, deren mittlerer zwischen die beiden Fahrwege gelegt ist. Jeder dieser Hauptträger wird aus einem Bogen gebildet, der in seinem oberen Teil in einem Versteifungsträger mit parallelen Gurten liegt.

Abb. 1 zeigt eine Seitenansicht, Abb. 2 einen Schnitt durch die Mitte der Brücke. Die Gurte des Versteifungsträgers sind durch vier Lamellen gebildet, zwischen denen bis zu den Auflagern hin in Richtung des Bogenhalbmessers geneigte Ständer angeordnet sind. Zwischen diesen Ständern sind sich kreuzende Streben eingefügt.

Die Bogen bestehen aus drei übereinander gestellten Bohlen, die durch die Zwischenräume der dreiteiligen Ständerstäbe hindurchlaufen, von denen sie gegen seitliches Ausweichen gehalten sind. Da die Bohlen der Bogen stumpf mit dem Hirnholz gegeneinander gestellt sind, kommt ihr voller Querschnitt zur Wirkung. Der Untergurt des Paralleltägers ist an den Durchtrittstellen des Bogens gestoßen.

Die Brücke zeigt in statischer Hinsicht eine sehr sinnreiche Systemanordnung unter guter Ausnutzung aller Stäbe. Zs.

Die diesjährige Hauptversammlung des Vereins Deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privateisenbahnen findet vom 21. bis 30. September in Essen und Duisburg statt. Bei dieser Gelegenheit soll auch eine „Straßenbahn-Ausstellung“ in Essen veranstaltet werden, deren Träger der Verein der Straßen- und Kleinbahnen im Siedlungsverband Ruhrkohlenbezirk e. V. und der Siedlungsverband Ruhrkohlenbezirk ist.

Die Ausstellung wird folgende Hauptabteilungen umfassen: 1. Planung und Linienführung von Straßen- und Überlandbahnen; 2. Baustoffe der Straßenbahn; 3. Baubetrieb der Straßenbahn; 4. Elektrische Einrichtungen der Straßenbahn; 5. Betriebsmittel der Straßenbahn; 6. Besondere Bahnanlagen und Einrichtungen; 7. Verkehrswirtschaft.

Personalnachrichten.

Bayern. Vom 1. Juni 1928 an wird verliehen: der Titel eines Oberregierungsbaurates auf die Dauer der derzeitigen Verwendung dem Regierungsbaurat 1. Kl. bei der Regierung von Schwaben und Neuburg Hugo Frauenholz, dem Regierungsbaurat 1. Kl. des Landesamts für Wasserversorgung Anton Wöhrle, den Regierungsbauräten 1. Kl. Adolf Hinterleitner und Theodor Reichel, zurzeit beurlaubt zur Rhein-Main-Donau A.-G.; — der Titel und Rang eines Oberregierungsbaurates dem Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamtes Deggendorf Heinrich Neuner, dem Oberbauamtmann und Vorstand des Straßen- und Flußbauamts Schweinfurt August Neuperth und dem Oberbauamtmann und Vorstand des Neubauamtes Würzburg für den Ausbau der Großschiffahrtstraße Rhein—Main—Donau Wilhelm Frank.

Vom 1. Juni 1928 an wird der mit dem Titel und Rang eines Oberregierungsrates ausgestattete Regierungsbaurat 1. Kl. bei der Landesstelle für Gewässerkunde Dr. Joseph Häuser zum Oberregierungsrat bei dieser Stelle in etatsmäßiger Weise befördert.

Preußen. Versetzt wurde: der Regierungsbaurat Hüpeden in Trier an das Kultur- und Wasserbauamt in Verden; der Regierungsbaurat Peritz in Aachen an das Kulturbauamt in Trier.

Gestorben: der Wirkliche Geheime Oberbaurat Franz Richard in Münster (Westf.), früher Präsident der Eisenbahndirektion daselbst.

Für die Strecke des Mittellandkanals von Hannover bis Peine und für den Stichkanal bis Hildesheim wird zum 1. Juli d. J. in Hannover ein Wasserbauamt eingerichtet. Es führt die Bezeichnung „Wasserbauamt II in Hannover“. Das bisherige Wasserbauamt in Hannover führt vom gleichen Tage ab die Bezeichnung „Wasserbauamt I in Hannover“. Das „Kanalbauamt in Hannover“ wird Ende Juni d. J. aufgelöst.

Sachsen. Der Oberregierungsbaurat i. R. Reinhold Christoph in Dresden, früher Vorstand des Brückenbaubureaus der sächsischen Staatseisenbahnen, ist gestorben.

INHALT: Über die Wirtschaftlichkeit großer Spannweiten im Garagenbau. — Die Larssen-Spundwand mit wechselweise stehenden, im Schloß gepreßten Doppelbohlen. (Schluß.) — Die Rheinisch-Westfälische Städtebahn Köln—Dortmund. — Vermischtes: Technische Hochschule Danzig. — 90 Jahre alte hölzerne Brücke. — Diesjährige Hauptversammlung des Vereins Deutscher Straßenbahnen, Kleinbahnen und Privateisenbahnen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 12. Juni 1928 — Heft 25

Alle Rechte vorbehalten.

Fortschritte in der Ausführung neuzeitlicher Holzkonstruktionen.

Von Dr.-Ing. Theodor **Gesteschi**, Beratender Ingenieur in Berlin.

I. Allgemeines.

Wenn man die Entwicklung der neuzeitlichen Holzbauweisen etwa in den letzten zehn Jahren betrachtet und zunächst von der Erforschung der Eigenschaften des Baustoffs selbst absieht, so erkennt man eine allmähliche Verfeinerung in der Ausführung der Holzkonstruktionen, im besonderen der Verbindung der einzelnen Teile der Tragwerke, seien sie vollwandig oder gegliedert.

Bei den Vollwandkonstruktionen hat sich seit ihrem Schöpfer Otto Hetzer die Verbindung von Brettern und Bohlen durch Kaltleim allgemein eingebürgert und, im Verein mit Nagelungen, Verschraubungen und Verdübelungen, bis heute erhalten.

Welche Leistungen hier erzielt worden sind, zeigt z. B. die von der Firma Karl Kübler A.-G., Stuttgart, im Jahre 1925 ausgeführte Reithalle in Münster i. W.[1]) Die vollwandigen Bogenbinder besitzen eine Stützweite von 37 m und eine Pfeilhöhe von 8,5 m. Der Querschnitt ist I-förmig und aus einer Stegbohle 13/40 cm gebildet, die durch Doppelkegeldübel an die beiden Flanschbohlen 14/30 cm schubsicher angeschlossen ist; der Querschnitt wird durch dünne Bolzen zusammengehalten.

Ein weiteres Beispiel mit Vollwandträgern, jedoch in anderer Ausführungsart, wird später unter den Bauausführungen der Firma Christoph & Unmack A.-G., Niesky O.-L., gebracht.

Für Tragwerke größerer Spannweiten und schwererer Belastungen dient häufig das Fachwerk, dem im Holzbau im allgemeinen die größere Bedeutung zukommt.

Vielfach werden zur Bildung von Vollwandquerschnitten und Fachwerken die gleichen Verbindungsmittel (Rundd übel) verwendet.

Auch in der Ausbildung von Tragkonstruktionen in Fachwerk sind Fortschritte zu verzeichnen. Es handelt sich hier in erster Linie um die Stabanschlüsse, die mit Rücksicht auf die Festigkeitseigenschaften des Baustoffs eine Verfeinerung erfahren haben.

Bekanntlich haftet den Holzgliedern die unangenehme Eigenschaft an, infolge der Abgabe von Feuchtigkeit quer zur Faser stark zu schwinden. Dem sucht man zu begegnen, indem man die Holzstäbe in der Querrichtung möglichst nicht belastet. Schon Kübler und Brösel schalten zu diesem Zwecke Zwischen- und Überlaghölzer ein, wodurch die Stabkräfte umgeleitet und längs zur Faser abgegeben werden.

Weiter gehen in dieser Beziehung, wie später noch näher erläutert wird, Seydel und die Siemens-Bauunion, die eine Gelenkwirkung herbeiführen bezw. richtige Gelenke ausbilden. Beide schließen Zug- und Druckkräfte unmittelbar an das Gelenk an, das bei Seydel durch den Holz- oder Eisenrunddübel, bei der Siemens-Bauunion durch ein besonderes Stahlgelenk gebildet wird, das sich in seinen Einzelheiten durch besonders genaue Arbeit auszeichnet.

In einzelnen Fällen der Ausbildung von Knotenpunkten verwendet auch Schulz sogenannte Gelenkdübel[2]), wodurch er einen Anschluß von mehreren Stäben in einer Ebene erzielt.

Ganz abweichend von den bisher üblichen Dachkonstruktionen mit Bindern, Pfetten und sonstigen Zwischengliedern ist das Zollbau-Lamellendach des Europäischen Zollbau-Syndikats A.-G., Berlin, das ein räumliches, gewölbeartiges System eigener Art darstellt. Obwohl die Einzelheiten dieser Bauweise, die später noch ausführlich behandelt wird, sehr sinnreich erdacht sind, ist diese Ausführungsart doch einfach, da sie sich stets gleicher Stabelemente bedient, die durch eine einfache Bolzenverbindung zusammengehalten werden.

[1]) Gesteschi: Hölzerne Dachkonstruktionen. 4. Aufl., S. 129. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

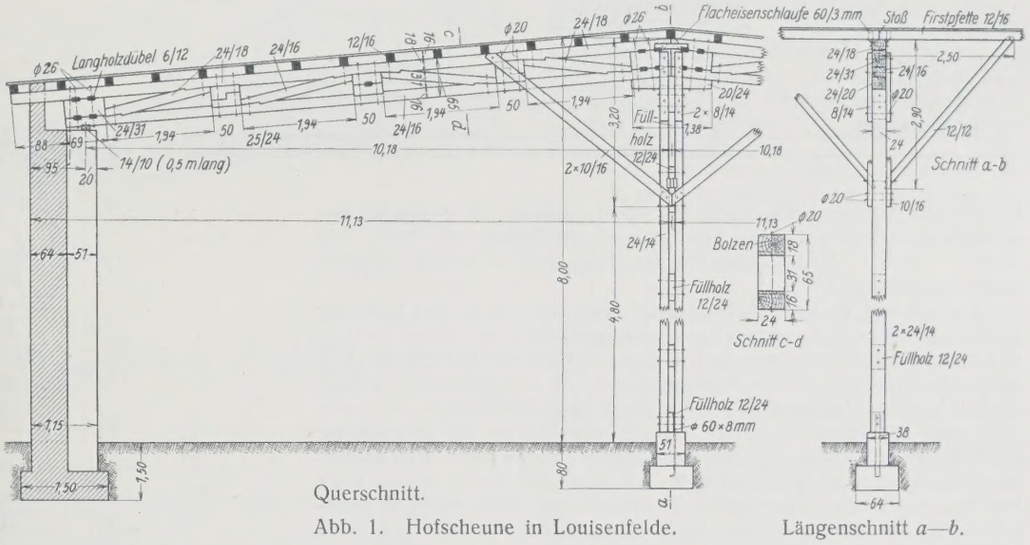
[2]) Ebenda, S. 83.

Daß es auch Konstruktionen gibt, die in die bisher gekennzeichneten Systeme nicht ohne weiteres eingereiht werden können, bei denen aber die neuzeitlichen Ausführungsgrundsätze zur Anwendung gelangt sind, zeigen die im ersten Abschnitt gebrachten Ausführungsbeispiele. Ihre Einzelheiten ergeben sich beim Entwurf aus den vorliegenden Verhältnissen.

Zur weiteren Erläuterung des zunächst allgemein Gesagten mögen die folgenden Ausführungen dienen.

II. Verschiedene nach neuzeitlichen Grundsätzen durchgebildete Dachkonstruktionen.

Vielfach ist der Ingenieur gezwungen, die bisher üblichen Konstruktionsweisen der älteren Tragwerkformen zu verlassen, um an ihrer Stelle neuzeitliche zu verwenden. Hierzu nötigen ihn entweder örtliche Verhältnisse, also die Forderung, bestimmte Räume freizuhalten, oder auch wirtschaftliche Gesichtspunkte, da es vielfach möglich ist, eine Konstruktion unter geringerem Holzverbrauch bei gleicher Sicherheit des Tragwerks auszubilden.



Querschnitt. Längenschnitt *a—b*.

Abb. 1. Hofscheune in Louisenfelde.

Ein Beispiel bezeichneter Art ist in Abb. 1 dargestellt. Es handelt sich um eine vom Verfasser entworfene und von der Firma Victoriamühle Schwedt in Louisenfelde (Neumark) 1922 ausgeführte zweischiffige Halle (Hofscheune). Die Außenwände waren schon vorhanden und mußten wieder benutzt werden. Als Binderhöhe waren höchstens 65 cm zugelassen, woraus sich bei den für Ober- und Untergurt errechneten Querschnitten von 24/18 und 24/16 cm eine Systemhöhe von $65 - 9 - 8 = 48$ cm, d. i. $\frac{1}{21}$ der Binderstützweite, ergab. Damit die sehr flachen Streben des Fachwerkbinders genügend Anlagefläche erhalten, sind die Pfosten als Klötzel ausgebildet. Letztere sind 50 cm lang und, wie üblich, aus Langholz, und zwar zweiteilig, hergestellt. Sie werden mit den Gurthölzern durch je zwei Bolzen 20 mm Durchm. mit großen Unterlagsplatten verbunden und so in die Lage versetzt, das durch die Streben erzeugte Drehmoment aufzunehmen. An den Binderenden und über der Mittelstütze sind die rd. 70 cm langen Klötzel mit Ober- und Untergurt durch je zwei Längsdübel und zwei Bolzen 26 mm Durchm. mit Unterlagsplatten verbunden. Die Klötzel sind hier aus einem Stück hergestellt. Die Binder stellen demnach eine Kombination zwischen einem Fachwerkträger und einem Klötzelträger dar. Die 6 m entfernten Binder sind als Balken auf zwei Stützen mit einer Stützweite $l = 10{,}18 - 0{,}35 = 9{,}83$ m berechnet, wobei die Kopfstreben der Mittelstütze außer Acht gelassen sind. Letztere treten erst bei Windbelastung auf eine Längswand in Wirkung, wobei der Winddruck zu je einem Drittel auf die beiden Torpfeiler und die Mittelstütze verteilt angenommen ist. Die aus dem Strebendruck infolge von Wind in den Bindern entstehenden Zusatzbeanspruchungen sind untersucht, erwiesen sich aber als nur gering. Die Mittelstütze erhält infolge Winddrucks, neben den Achsialkräften infolge ständiger Be-

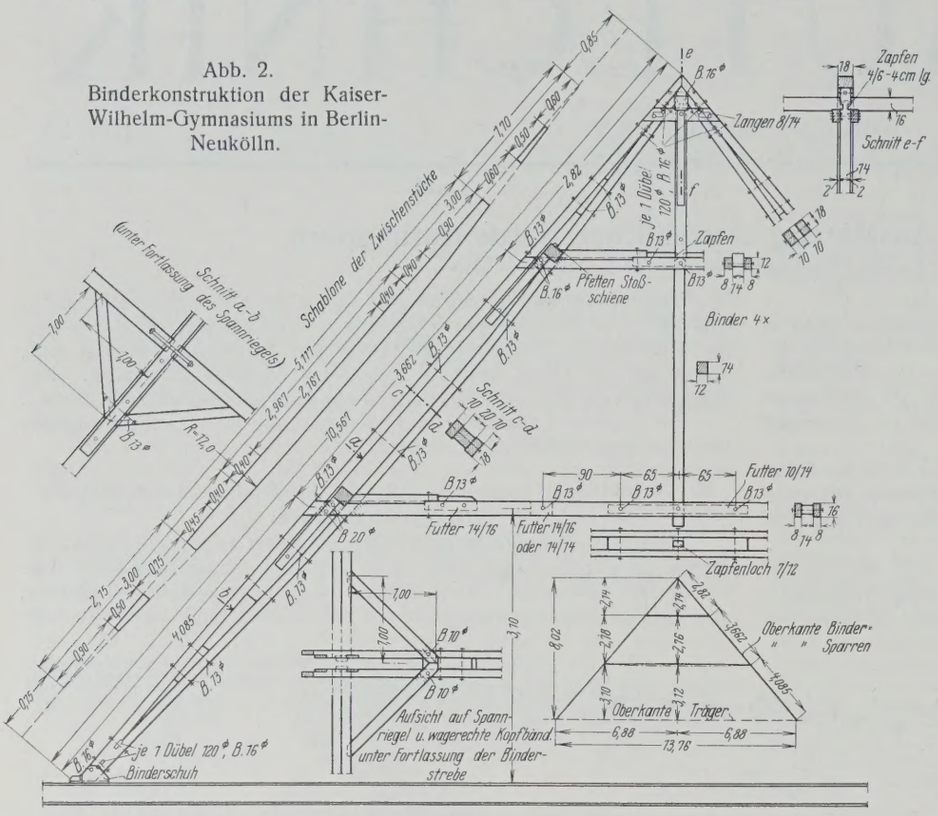


Abb. 2.
Binderkonstruktion der Kaiser-Wilhelm-Gymnasiums in Berlin-Neukölln.

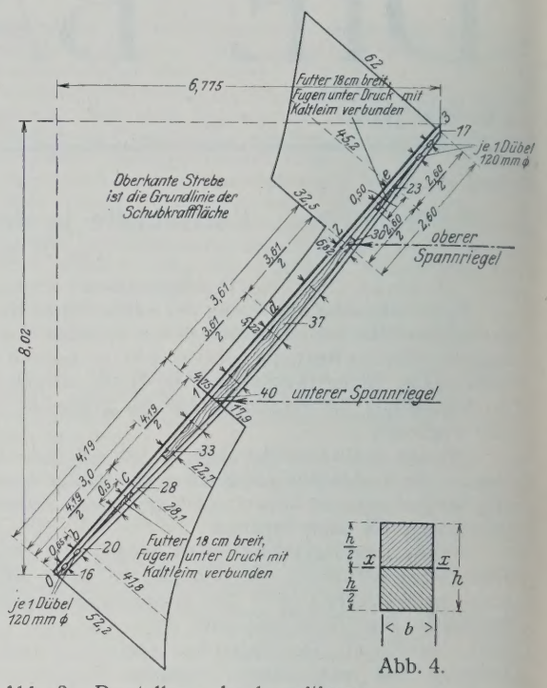


Abb. 3. Darstellung der luvseitigen Schubkraftfläche des Binders Abb. 2.

Abb. 4.

lastung und Schnee, noch ein Biegemoment, weshalb sie zweiteilig ausgebildet werden mußte. Die Streben sind mit Binder und Stütze fest verbolzt. Auch in der Längsrichtung der Halle sind zur Versteifung Kopfstreben angeordnet (Abb. 1).

Das nächste Beispiel (Abb. 2) zeigt eine vom beratenden Ingenieur Paul Schulz entworfene und vor kurzem fertiggestellte Dachkonstruktion über dem Chemieflügel des Kaiser Wilhelm-Gymnasiums in Berlin-Neukölln von 13,55 m Stützweite und 7,88 m Systemhöhe. Solche Binder kommen hauptsächlich für symmetrische Satteldächer mit einer oder zwei Mittelpfetten in Frage. Diese Konstruktion ist insbesondere dadurch gekennzeichnet, daß die Binderstreben wechselndes Widerstandsmoment haben und ihre Oberkante mit Sparrenoberkante bündig liegt, wodurch ein ganzes Sparrengebinde erspart und freier Raum in größtmöglichem Ausmaße geschaffen wird. Diese Binderart stellt sich auch gegenüber den zimmermannmäßig, als doppeltes Sprengwerk ausgeführten Bindern äußerst günstig, und zwar war bei der Verdingung in Neukölln das Preisverhältnis 3 : 5. Der Binder ist in seinem Stoffverbrauch so günstig, daß er sogar mit einem normalen stehenden Dachstuhl in Wettbewerb treten kann, wodurch er auch für gewöhnliche Wohnhäuser in Betracht kommt.

Die Stützweite des Binders beträgt 13,55 m, die Systemhöhe 7,88 m. Der Binderabstand mißt 4,80 bis 5,70 m. Die Eindeckung besteht aus Pfannen. Das Auflager wird auf beiden Seiten durch einen Breitflanschträger gebildet, der gleichzeitig als Zugband dient.

Der größte Strebenquerschnitt besteht (Abb. 2) aus einem Steg 14/20 cm und zwei Flanschen 18/10 cm; die Verbindung des so gebildeten I-Querschnitts geschieht durch in der Hauptachse angeordnete Bolzen von 13 mm Durchm.

Die Aufnahme der in Abb. 3 dargestellten Schubkräfte der Binderstrebe findet gemäß nachstehender Untersuchung statt.

Allgemein ist die Schubspannung für einen aus zwei gleichen Rechtecken zusammengesetzten Querschnitt (Abb. 4):

$$\tau_{max} = \frac{Q\,S}{J\,b}$$

(Q = Querkraft, S = statisches Moment eines Rechteckquerschnitts für die x-Achse, J = Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts in bezug auf die x-Achse)

oder

$$\tau_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{b\,h};$$

hieraus ist die Schubkraft

$$T_{max} = \frac{3}{2} \cdot \frac{Q}{h}.$$

Die Schubkräfte in den einzelnen Strebenquerschnitten sind somit:

$$T_0 = \frac{3}{2} \cdot \frac{558}{16} = 52{,}2 \text{ kg}$$

$$T_b = \frac{3}{2} \cdot \frac{558}{20} = 41{,}8 \text{ „}$$

$$T_e = \frac{558 \cdot 10 \cdot 9 \cdot 12}{28^3 - 8^3} = 28{,}1 \text{ „}$$

$$T_a = \frac{558 \cdot 10 \cdot 11{,}5 \cdot 12}{33^3 - 15^3} = 22{,}7 \text{ „}$$

$$T_{1l} = \frac{558 \cdot 10 \cdot 15 \cdot 12}{40^3 - 20^3} = 17{,}9 \text{ „}$$

$$T_{1r} = -\frac{148 \cdot 10 \cdot 15 \cdot 12}{40^3 - 20^3} = -\,4{,}75 \text{ „}$$

$$T_d = -\frac{148 \cdot 10 \cdot 13{,}5 \cdot 12}{37^3 - 17^3} = -\,5{,}22 \text{ „}$$

$$T_{2l} = -\frac{148 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 12}{30^3 - 10^3} = -\,6{,}82 \text{ „}$$

$$T_{2r} = -\frac{703 \cdot 10 \cdot 10 \cdot 12}{30^3 - 10^3} = -32{,}5 \text{ „}$$

$$T_e = -\frac{703 \cdot 10 \cdot 6{,}5 \cdot 12}{23^3 - 3^3} = -45{,}2 \text{ „}$$

$$T_3 = -\frac{3}{2} \cdot \frac{703}{17} = -62{,}0 \text{ „}$$

Die Zusammenstellung der Schubkräfte ergibt:

1. Im unteren Strebenteil:

$$T_{0-1} = 65\,(52{,}2 + 41{,}8)\,\frac{32}{65} + 144{,}5\,(41{,}8 + 28{,}1)\,\frac{71}{144{,}5}$$

$$= 209{,}5\,(28{,}1 + 17{,}9)\,\frac{104}{209{,}5} = 3000 + 4970 + 4780 = 12\,750 \text{ kg}.$$

2. Im oberen Strebenteil:

$$T_{1-2} = -\frac{361}{3}\,(4{,}75 + 5{,}22 + 6{,}82) = -\,2020 \text{ kg}$$

$$T_{2-3} = -\frac{130}{2}\,(32{,}5 + 45{,}2 + 62) = -\,12\,000 \text{ „}$$

$$\text{Summe} = -\,14\,020 \text{ kg}.$$

Außer durch die Bolzenverbindung des über 5,0 m langen, mittleren Steges wird die Schubkraft an jedem Strebenende mittels folgender Verbindungsmittel aufgenommen:

2 Dübel, System Schulz[3]), 120 mm Durchm., mit einer Tragkraft = 6100 kg
Verleimtes Stegfutter, 50 cm lg.: $50 \cdot 18 \cdot 10$ = 9000 „
zusammen 15100 kg.

[3]) Gesteschi: Hölzerne Dachkonstruktionen. 4. Aufl. S. 81. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

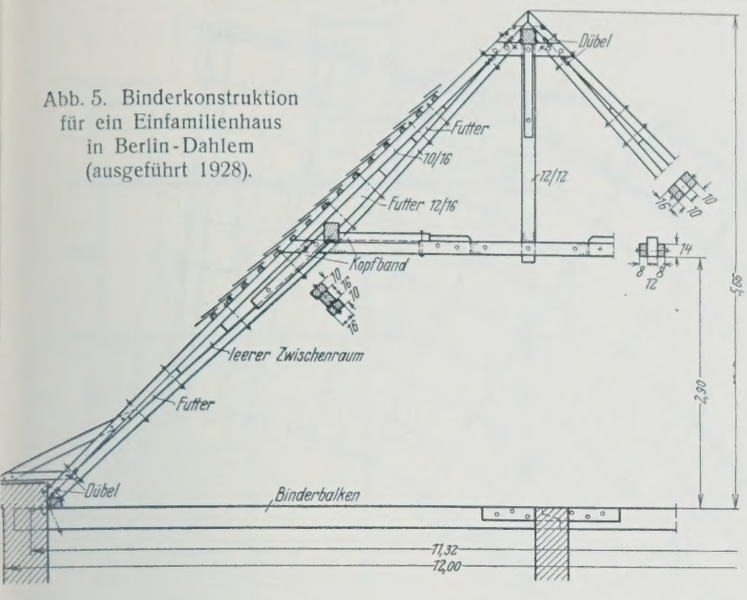


Abb. 5. Binderkonstruktion für ein Einfamilienhaus in Berlin-Dahlem (ausgeführt 1928).

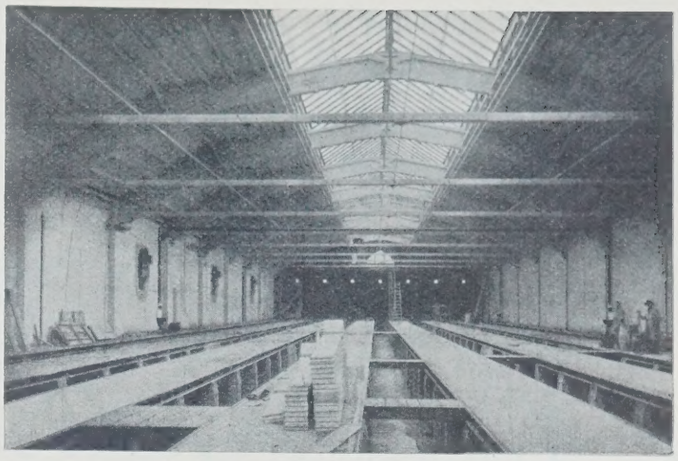


Abb. 7 Innenansicht des Straßenbahnhofs Dachauer Straße.

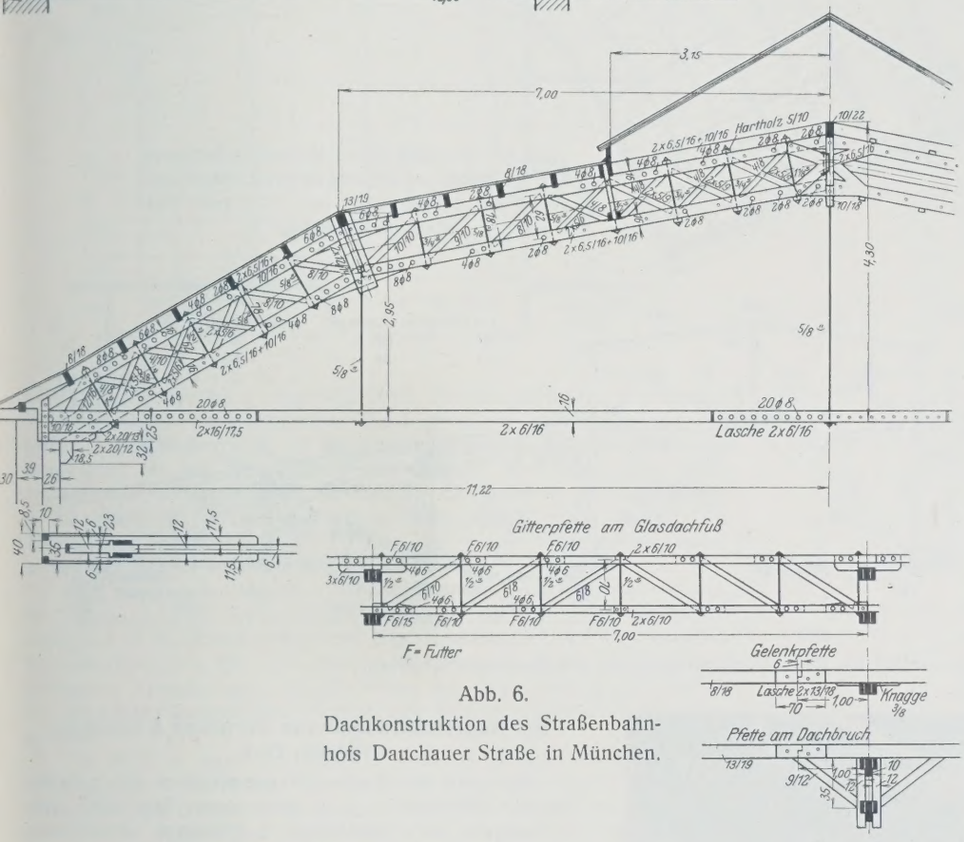


Abb. 6.
Dachkonstruktion des Straßenbahnhofs Dauchauer Straße in München.

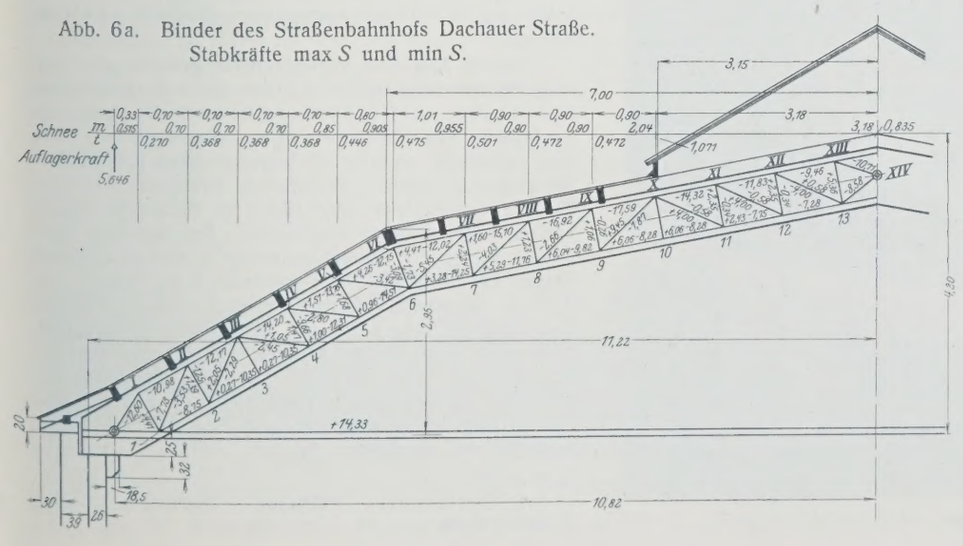


Abb. 6a. Binder des Straßenbahnhofs Dachauer Straße. Stabkräfte max S und min S.

Abb. 5 zeigt ein Beispiel gleicher Ausbildung, jedoch mit uur einem wagerechten Druckstab (Spannriegel).

Das folgende Beispiel stellt die Dachkonstruktion für den Straßenbahnhof Dachauer Straße in München dar (Abb. 6 u. 6a). Es zeigt die Anordnung von Bogenbindern nach Howescher Art mit Pfosten aus anspannbarem Rundeisen. Ausgeführt 1927 durch die Firma Math. Weiss, München.

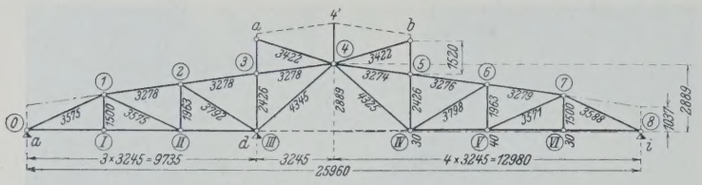
Der Straßenbahnhof umfaßt fünf Hallen mit je 22,45 m Stützenabstand, 21,7 m Binderstützweite und 7 m Binderentfernung. Vier dieser Hallen haben eine Länge von 105 m, während die fünfte Halle nur 49 m lang ist.

Die Binder sind als Dreigelenkbinder mit Zugband berechnet und ausgeführt. Sie ruhen in den Außenwänden auf Pfeilern, während die Mittelstützen durch Eisenbetonsäulen gebildet werden.

Der Binder ist als Fachwerkbogen mit parallelen Gurten, gedrückten Streben aus zwei Hölzern und gezogenen Pfosten (Rundeisen) ausgebildet. Wo in den Streben Spannungswechsel eintritt, sind einfache Gegenstreben angeordnet. Die Abmessungen der Stäbe gehen aus Abb. 6 hervor. Die Bindergurte sind dreiteilig: $10/16 + 2 \cdot 6{,}5/16$. Die Verbindung der drei Teile geschieht durch runde Hartholzdübel mit einem Durchmesser von 83 mm und einer Stärke von 35 mm und Bolzen. Das Zugband besteht aus zwei Hölzern 6/16, die durch Holzlaschen an den Binder angeschlossen sind (Abb. 6); es ist in der Mitte gestoßen, wobei gleichfalls Holzlaschen und Hartholzrunddübel verwendet sind. Das Zugband ist an drei Stellen am Bogen durch Rundeisen aufgehängt. Die Querversteifung der Binder geschieht am Fuße des Oberlichts durch eine Gitterpfette, ferner im Knickpunkte durch eine einfache Pfette mit Kopfstreben. Im übrigen sind die Pfetten 8/18 als Gelenkpfetten ausgebildet und durch seitliche Knaggen 3/8 gegen seitliche Verschiebung auf dem Obergurt gesichert.

Die statische Berechnung wurde durch Oberingenieur Gall, München, aufgestellt, während die konstruktive Durcharbeitung durch die ausführende Firma besorgt ist. Die Bestimmung der Binderstabkräfte wurde zeichnerisch durchgeführt. Es wurden gezeichnet ein Kräfteplan für Vollbelastung durch Schnee (hieraus Stabkräfte infolge ständiger Belastung), für einseitige Belastung durch Schnee und für Windbelastung. Hieraus wurden die größten positiven und negativen Stabkräfte ermittelt (Abb. 6a). Die größte Beanspruchung für den Kernquerschnitt der eisernen Binderpfosten beträgt 1240 kg/cm².

Die Binder wurden zwischen den Gurten verschalt, so daß die Füllglieder unsichtbar werden und, wie die Innenansicht einer Halle (Abb. 7) erkennen läßt, das Aussehen von vollwandigen Bindern haben.



Zu Abb. 9. Bindernetz.

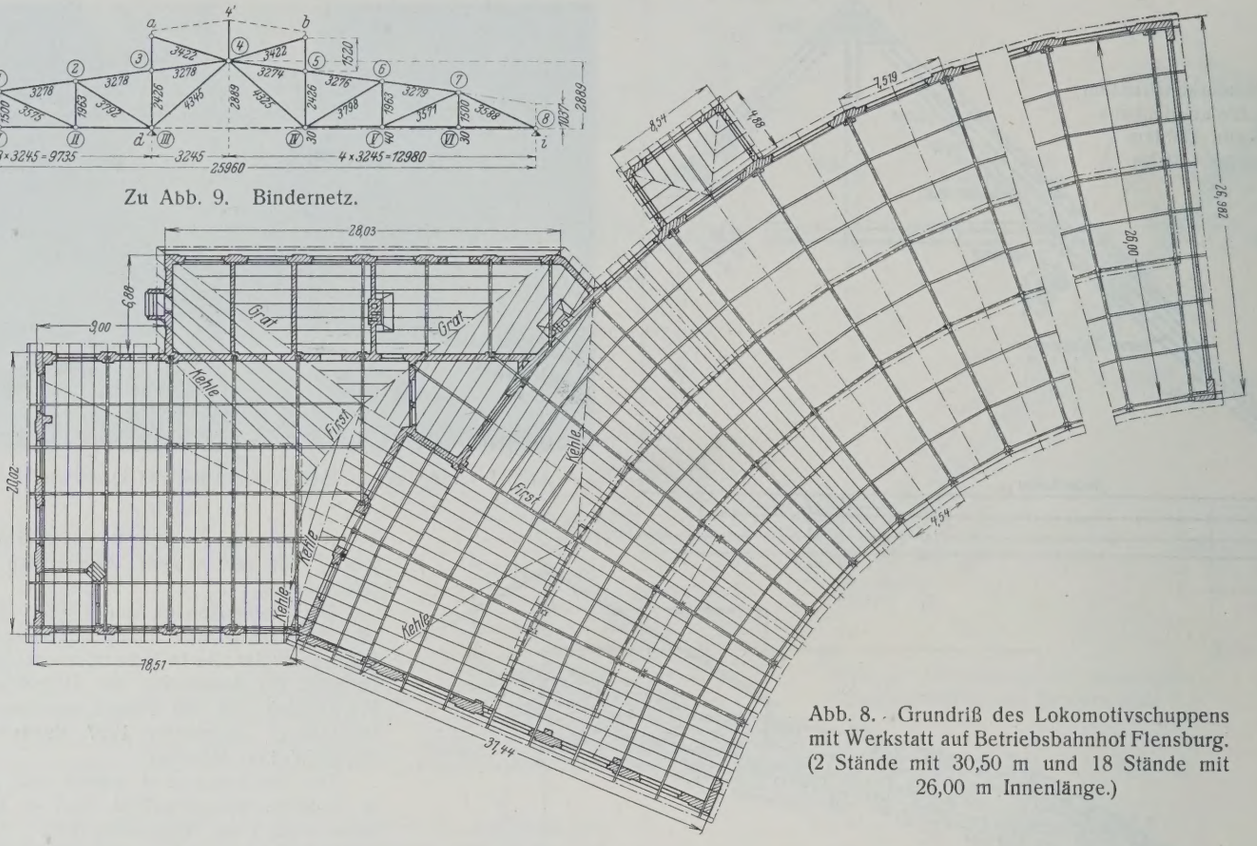


Abb. 8. Grundriß des Lokomotivschuppens mit Werkstatt auf Betriebsbahnhof Flensburg. (2 Stände mit 30,50 m und 18 Stände mit 26,00 m Innenlänge.)

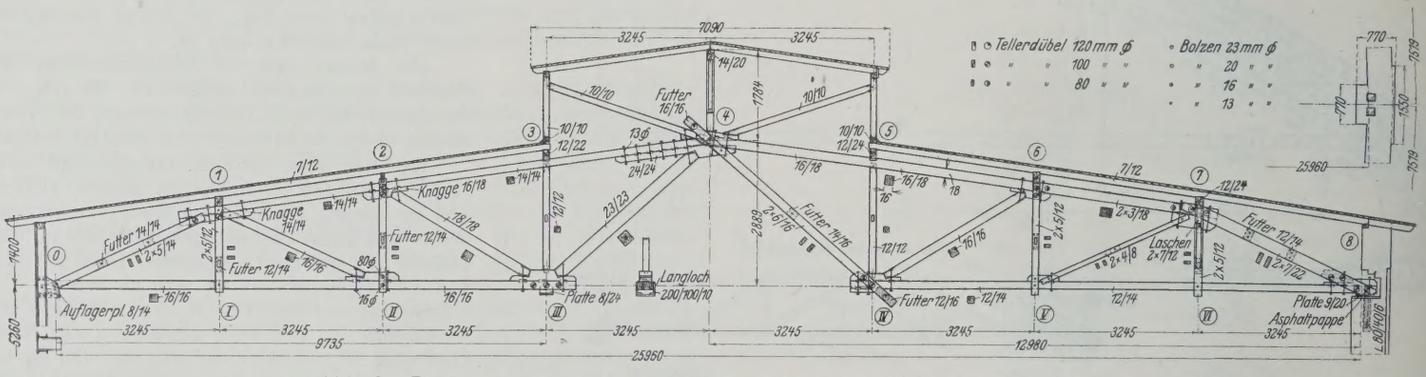


Abb. 9. Binderkonstruktion für den Lokomotivschuppen auf Bahnhof Flensburg.

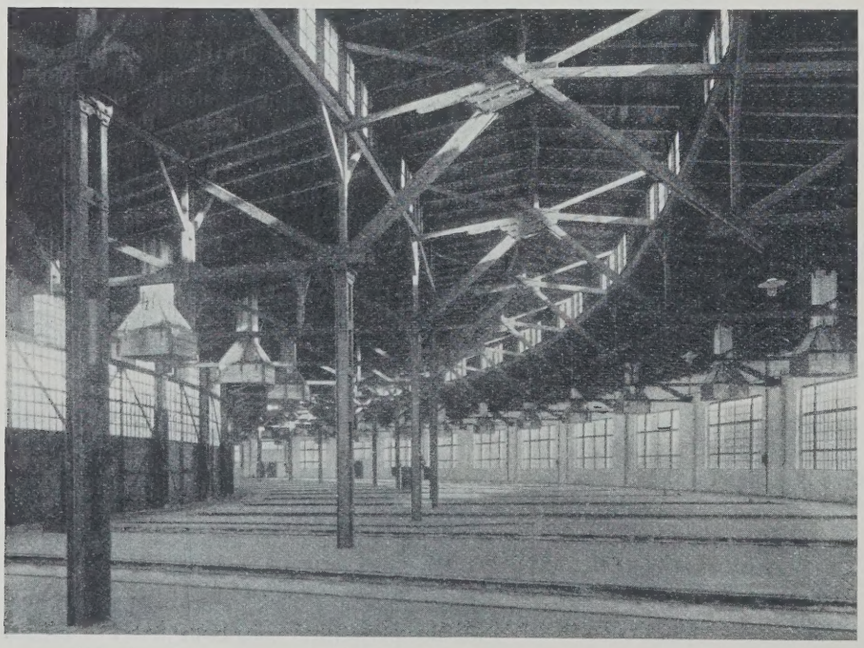


Abb. 10. Innenansicht des Lokomotivschuppens auf Bahnhof Flensburg.

III. Bauausführungen von Christoph & Unmack, Niesky, O.-L.

Bezüglich der Fachwerkkonstruktionen dieser Firma mittels Tellerdübel, d. s. gußeiserne Ringdübel mit T-förmigem und neuerdings ⅂-förmigem Querschnitt, möge auf die unten angegebene Quelle [4]) verwiesen werden.

Das in Abb. 8 u. 9 dargestellte Beispiel des 1925 ausgeführten ringförmigen Lokomotivschuppens auf Betriebsbahnhof Flensburg ist durch die eigenartige Ausbildung der Dachkonstruktion bemerkenswert. Die hier betrachtete normale Binderkonstruktion von 25,96 m Stützweite ist durch eine eiserne Mittelstütze in zwei Felder von 9,735 m und 16,225 m Stützweite geteilt und als Gelenkträger ausgebildet. Die äußeren Stützpunkte bilden die Umfassungsmauer bezw. eine eiserne Stütze mit Konsole. Der kleinere, linke Binder von 9,735 m Stützweite ist nach innen um eine Feldweite von 3,245 m vorgekragt und bildet mit seinem Endpunkte das Auflager für den rechten, symmetrisch zum linken gestalteten Binder von 12,980 m Stützweite (Abb. 9). Die mittleren Gurtstäbe des Binders sind einfach ausgebildet, desgleichen die gedrückten Streben, während die gezogenen Streben sowie die äußersten

[4]) Gesteschi: Hölzerne Dachkonstruktionen. 4. Aufl. S. 66.

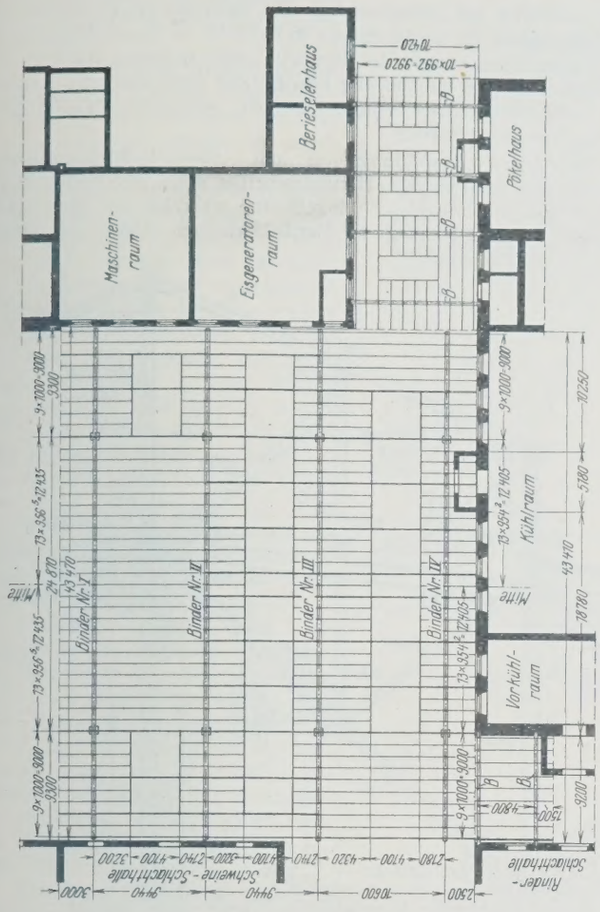


Abb. 11. Grundriß der Überdachung des Wagenhalteplatzes im Schlachthof zu Zwickau in Sachsen.

Obergurtstäbe zweiteilig ausgeführt sind. Für die gedrückten Streben sind besondere Druckstücke angeordnet, die an die Gurte durch Tellerdübel und Bolzen angeschlossen sind. In Bindermitte ist eine rd. 6,5 m breite Laterne angeordnet, die mit Seitenfenstern versehen ist. Das übrige Licht erhält der Lokomotivschuppen durch die Fenster der Tore und der Außenwand (s. Innenansicht Abb. 10). Am linken Ende des Schuppens, wo sich die Werkstätten anschließen (Abb. 8), sind die Binder anders ausgebildet, wobei eine andere Stützenstellung gewählt ist.

Eine zweite aus dem Jahre 1927 stammende Ausführung dieser Firma, die Überdachung eines Wagenhalteplatzes im Schlachthof zu Zwickau in Sachsen, zeigt eine Bogenkonstruktion aus flachliegenden Brettern (Abb. 11 u. 12). Das gleiche Bindersystem, jedoch in wesentlich geringeren Abmessungen, hat die Firma bei ihren nach den Normalien der Reichsbahn hergestellten zweistieligen Bahnsteighallen zur Ausführung gebracht.

Der 43,47 m lange und 34,98 m breite Platz wird in der Längenrichtung durch vier Binder in Abständen von 10,60 bezw. $2 \times 9{,}44$ m überdeckt. Die Binder ruhen auf zwei Mittelstützen aus Holz im Abstand von 24,87 m und kragen beiderseitig je 9,30 m vor. Da sie in Bogenmitte ein Gelenk besitzen, stellen sie, unter Annahme von theoretischen Gelenkpunkten in Höhe von 400 mm über Fundamentoberkante, äußerlich Dreigelenkbogen mit Kragarmen dar. Durch die Form des Untergurtes wird ein Schub auf beide Gurte übertragen. Die Biegemomente

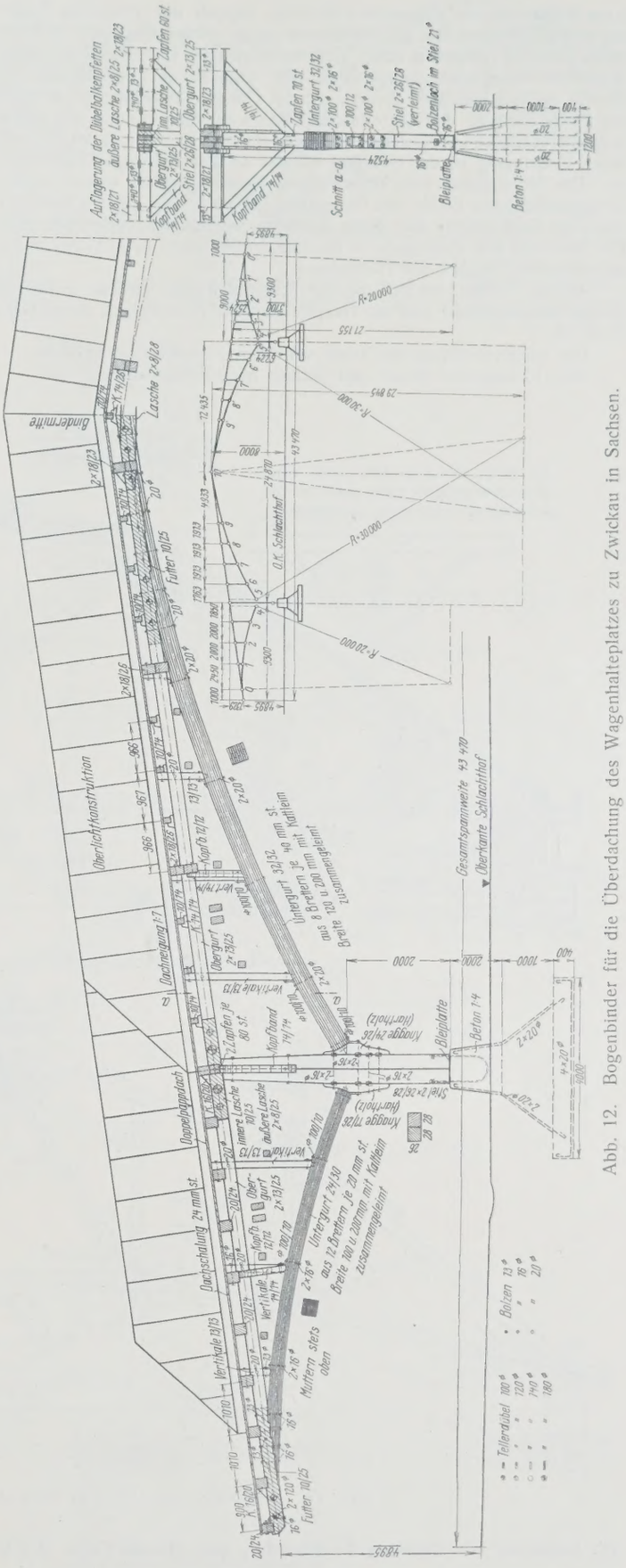


Abb. 12. Bogenbinder für die Überdachung des Wagenhalteplatzes zu Zwickau in Sachsen.

Abb. 13. Wagenhalteplatz Zwickau während der Ausführung.

können von beiden Gurten entsprechend ihren Trägheitsmomenten aufgenommen werden, so daß das ganze System als statisch bestimmt behandelt werden darf.[1]) Der bogenförmig gestaltete Untergurt besteht aus wagerecht liegenden Brettlamellen von 2, 3 bezw.

[1]) Vgl. auch: Der Bauingenieur 1926, Heft 41.

4 cm Stärke, die in wagerechter Richtung doppelt mit versetzten Fugen nebeneinanderliegen und mit den darüber- bezw. darunterliegenden Brettern durch Kaltleim verbunden sind. Außerdem wird der Untergurt noch durch Schraubenbolzen zusammengehalten, die zugleich zur Befestigung der Pfosten an dem Untergurt dienen. Da der Obergurt zweiteilig ist, können die Pfosten bis zu den betreffenden Pfetten durchgehen und mit ihnen verbolzt werden. Der Untergurt schließt an den Enden und am Gelenk durch Verzahnung an den Obergurt an, der zu diesem Zweck ausgefuttert ist. Das Mittelgelenk wird einfach durch Verlaschung der stumpf gegeneinanderstoßenden Enden des Obergurtes gebildet. Die Stützen bestehen aus zwei Kanthölzern, die durch Kaltleim miteinander verbunden sind. Der Anschluß des Untergurts an die Stützen geschieht unter Verwendung angedübelter Knaggen aus Hartholz.

An den Stellen, wo sich die Oberlichter befinden, sind die normalen Pfetten ausgewechselt und die Hauptpfetten als Dübelbalken ausgebildet (Abb. 12).

Die Längsversteifung der Halle wird durch Kopfstreben erreicht.

Abb. 13 zeigt die Binder und Stützen nach Fertigstellung.

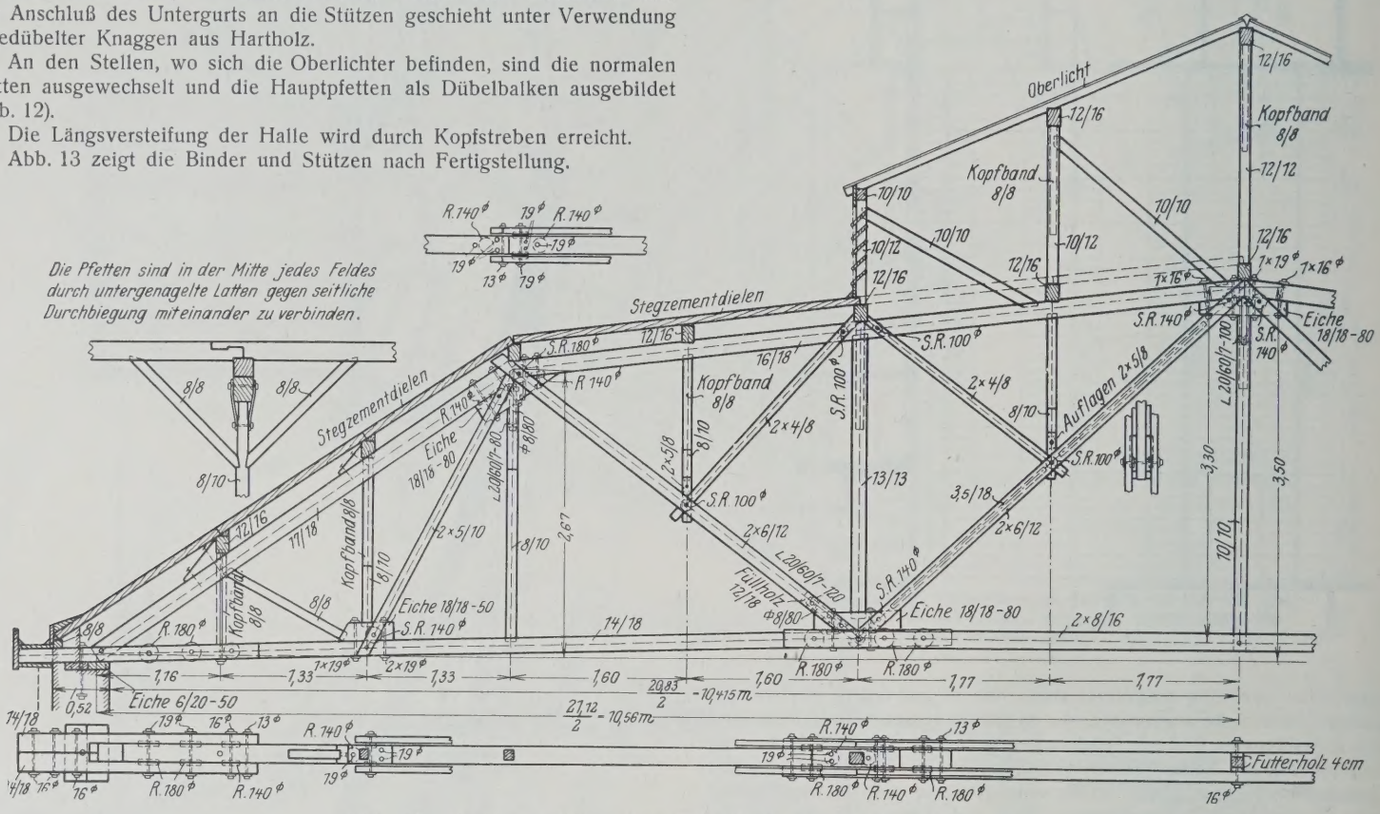


Abb. 16. Dachkonstruktion einer Fabrikhalle von 21,12 m Stützweite.

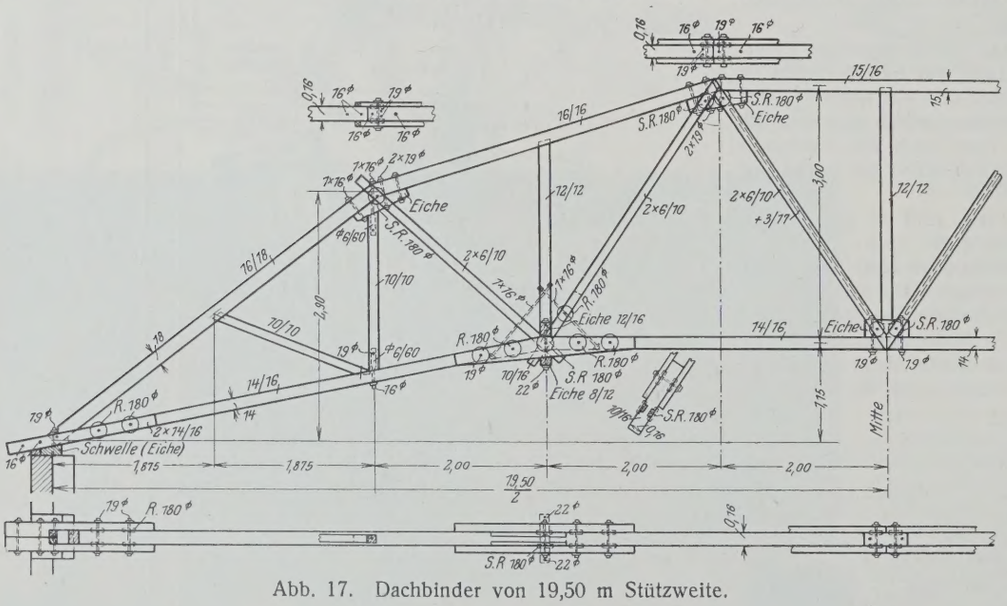


Abb. 17. Dachbinder von 19,50 m Stützweite.

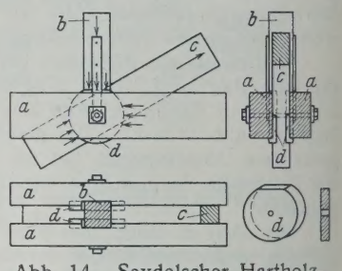


Abb. 14. Seydelscher Hartholz-Scheibendübel.

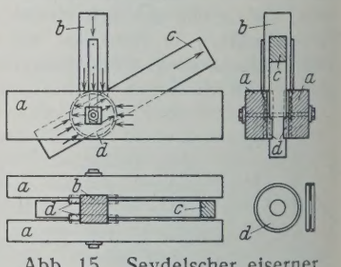


Abb. 15. Seydelscher eiserner Scheiben-Ringdübel.

IV. Bauweise von Dipl.-Ing. Paul Seydel, Gera (Reuß)/Thür. D.R.P.

Bei dieser Bauweise werden die Fachwerkstäbe durch Runddübel aus Hartholz oder Eisen derart verbunden, daß sämtliche Hölzer nur in der Richtung der Fasern beansprucht, die Schwinderscheinungen somit ausgeschaltet werden. An allen Verbindungstellen wirken nur Druckkräfte von Hirnholz auf Hartholz oder Eisen. Die Knotenpunkte sind gelenkartig ausgebildet, wodurch Nebenspannungen (Biegespannungen in den Stäben) nicht auftreten können. Die Herstellung der Dübelhöhlungen geschieht maschinell auf genaueste Art. Die Bauweise mit Hartholzdübeln kommt insbesondere für solche Räume in Betracht, in denen Wasserdampf oder chemische Einwirkungen die Eisenteile stark angreifen würden. Die Verbindungsbolzen, die nur auf Zug beansprucht sind, können bei beiden Bauarten nötigenfalls später erneuert werden, ohne die Standfestigkeit der Konstruktion zu gefährden.

Bei der ersten Ausführungsform mit „Hartholz-Scheibendübeln“ (Abb. 14) werden kreisförmige Hartholzscheiben *d* je zur Hälfte in die Gurtstäbe *a* und den Zugstab *c* eingelassen, während der Druckstab *b* stumpf gegen eine Abflachung der Hartholzscheiben stößt. Der Druckstab ist durch Flacheisenlaschen gegen seitliche Verschiebung und Verdrehung gesichert und vermag auch geringe Zugspannungen aufzunehmen. Sämtliche Stäbe stoßen mit Hirnholz gegen die Druckflächen der Hartholzdübel. Die einzelnen Hölzer können beim Trocknen nach der Mitte zu schwinden, ohne eine Veränderung der Längen im Fachwerksystem zu verursachen. An jedem Dübel treten mindestens drei verschieden gerichtete Kräfte auf, die sich gegenseitig im Gleichgewicht halten und innerhalb des Dübels in ihre Seitenkräfte zerlegt werden. Die Stäbe sind um den Knotenmittelpunkt drehbar, so daß sie sich immer selbst-

tätig in die richtige Lage einstellen und das Auftreten von Biegespannungen verhindern.

Bei der zweiten Ausführungsform mit „eisernen Scheiben-Ringdübeln“ (Abb. 15) bestehen die Dübel aus zwei Teilen, und zwar werden sie durch Zusammensetzung eines geschlossenen Ringes mit einer Scheibe gebildet. Diese Dübel können durch Druck- oder Zugkräfte in jeder Richtung beansprucht werden, ohne ihre Form zu verändern. Die vorstehenden ringförmigen Kanten der Dübel greifen in entsprechend ausgefräste Nuten der Gurtstäbe und Zugstäbe und übertragen die Kräfte an zwei Stellen hintereinander. Bei gleicher Nutentiefe, d. h. bei gleicher Querschnittschwächung der Hölzer übertragen sie die doppelte Kraft wie die Dübel der ersten Ausführungsform. Die Druckstäbe stoßen stumpf gegen die gewölbten Außenflächen der Ringe und müssen an den Enden entsprechend hohl ausgefräst oder mit besonderen Druckstücken versehen sein. Im Gegensatze zu anderen Bauweisen mit Ringdübeln oder Scheibendübeln treten bei dieser Konstruktion niemals Druck-, Schub- oder Zugkräfte quer zur Faserrichtung auf, sondern überall wirken nur Druckkräfte von Hirnholz auf Eisen. Die Verbindung der Stäbe wirkt ebenfalls gelenkartig, und die Kräfte werden innerhalb der Dübel in ihre Seitenkräfte zerlegt.

Durch die Ausschaltung von Zwischenstücken bei den Stabanschlüssen ist die Konstruktion mittels Seydelscher Dübel unbedingt zuverlässig gegen nachträgliche Formänderungen bezw. Senkungen.

Beide Bauarten eignen sich für ein-, zwei- oder mehrteilige Gurtungen.

Ein Beispiel einer nach der geschilderten Bauweise ausgeführten Dachkonstruktion ist in Abb. 16 dargestellt. Der Dachbinder ist als Balkenbinder von 21,12 m Stützweite und 3,30 m Systemhöhe ausgeführt; er hat in der Mitte eine Sprengung von 20 cm, also etwa $^1/_{100}$ der Stützweite erhalten. Der Binderabstand mißt 5,0 m. Das Hauptfachwerk ist unterteilt, indem die Lastpunkte der Zwischenpfetten durch Zwischenpfosten nochmals gestützt sind. Die Dachkonstruktion trägt ein mittleres Satteloberlicht von 7,1 m Weite, das seitlich mit festen Lüftungsjalousien versehen ist. Die Eindeckung des Daches besteht aus Stegzementdielen.

Der Binder hat eine unbeabsichtigte Probebelastung glänzend überstanden; bei der Aufstellung der Maschinen sind in der Mitte Einzellasten von etwa 4 t mittels Flaschenzuges aufgehängt worden, ohne daß der Binder irgendeine Beschädigung oder Senkung gezeigt hätte. Ausgeführt im Jahre 1923.

Das nächste Beispiel (Abb. 17) zeigt gleichfalls einen Balkenbinder von 19,50 m Stützweite und 5,14 m Binderabstand, der 1923 ausgeführt wurde.

Dieser Binder ist insofern bemerkenswert, als vom Architekten die

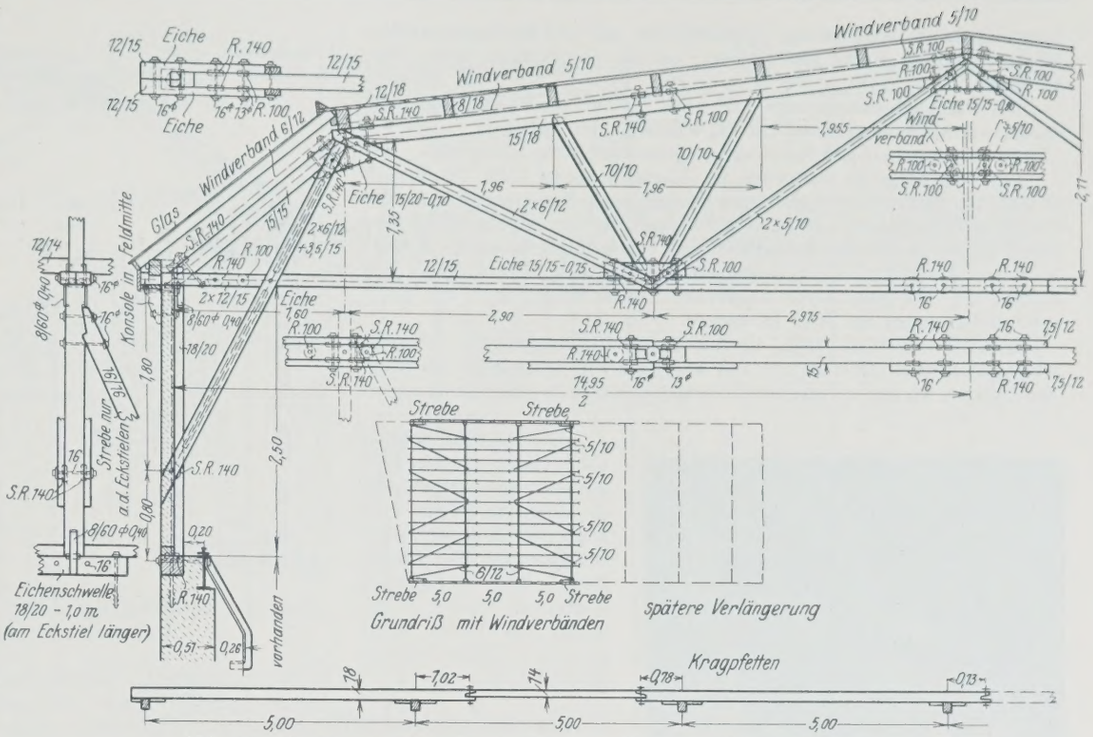


Abb. 18. Dachkonstruktion für das Siegener Stanzwerk für Eisenbahnbedarf.

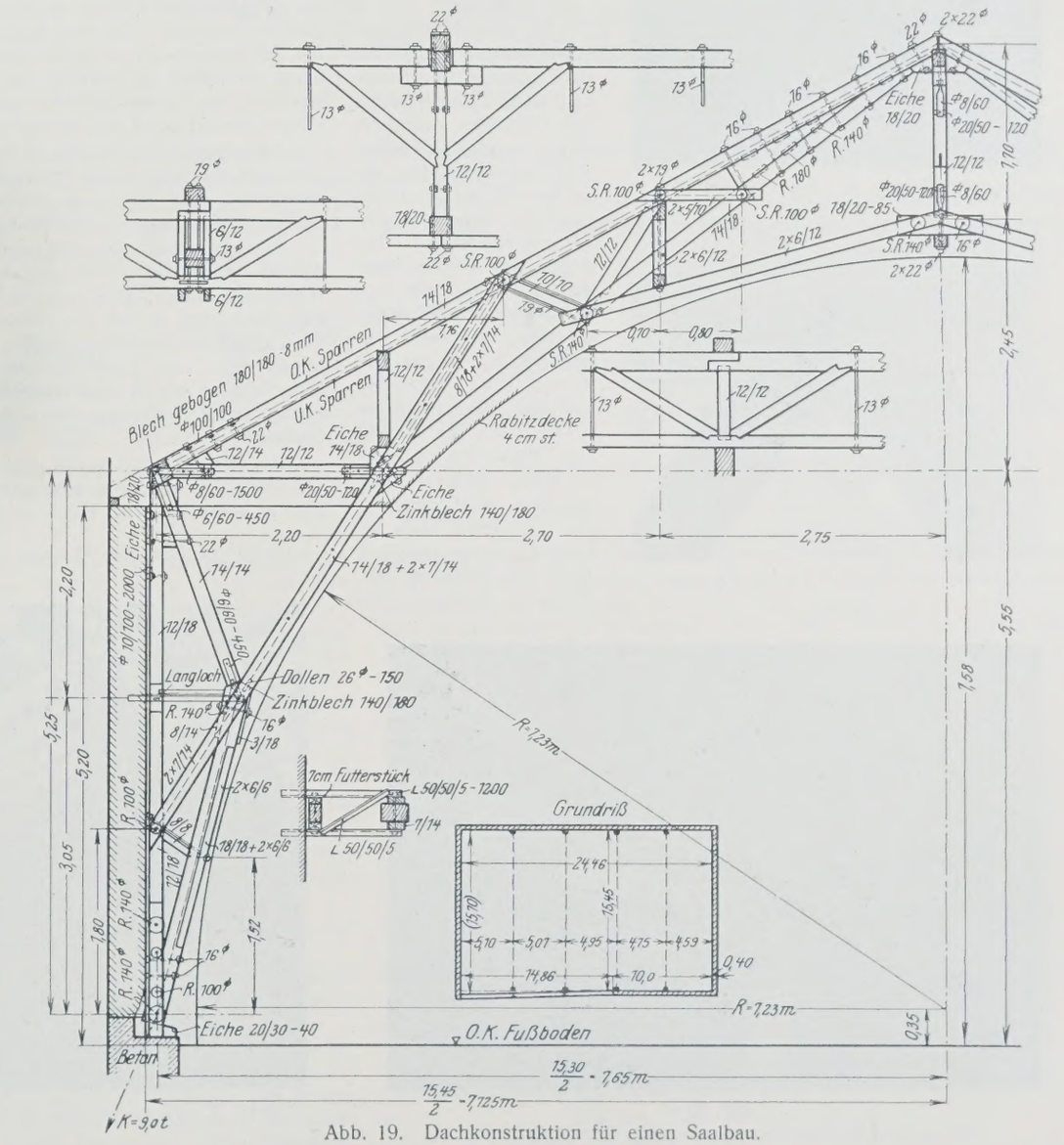


Abb. 19. Dachkonstruktion für einen Saalbau.

äußere Dachform bogenförmig vorgeschrieben war und der Untergurt stark überhöht werden mußte (um 1,15 m), um die erforderliche lichte Höhe zu erhalten.

Der Pfettenabstand beträgt 1,88 bezw. 2,00 m; die Pfettenlasten sind wieder durch Zwischenhölzer auf die Knotenpunkte gebracht.

Die Einzelheiten der Konstruktion gehen aus Abb. 17 hervor.

Bei dem Siegener Stanzwerk für Eisenbahnbedarf (Abb. 18) handelt es sich um einen 1923 ausgeführten Umbau bezw. Erweiterungsbau. Der Dreigelenkbogenbinder von 14,95 m Stützweite ist mit angehängter Betondecke für einen Saalbau ausgeführt und hat sich gut bewährt, da trotz der schweren Belastung nirgends ein Riß in dem Stucküberzug entstanden ist. Die allgemeine Anordnung sowie Einzelheiten der Dachkonstruktion gehen aus Abb. 18 hervor.

Bemerkenswert ist noch die Anordnung der Kragpfetten. Die eingehängten Pfetten schieben sich mit den Enden in Ausschnitte der Kragpfettenenden, wo das so entstehende Gelenk durch einen Bolzen zusammengehalten wird.

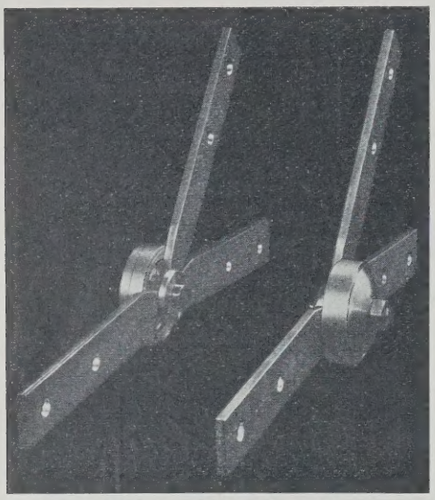


Abb. 20. Gelenk der Siemens-Bauunion.

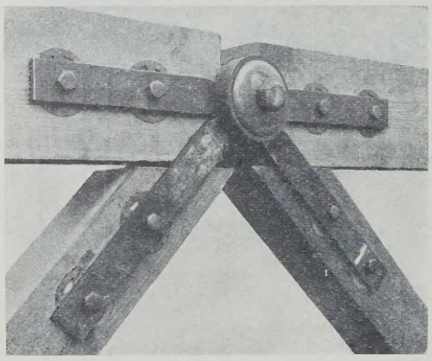


Abb. 21. Gelenkknoten eines Versuchsträgers.

Das nächste Beispiel (Abb. 19) zeigt einen 1924 ausgeführten Saalbau, der im Innern durch eine 4 cm starke Rabitzdecke abgeschlossen ist. Der Binder stellt einen Zweigelenkbogen von 15,30 m Stützweite und 7,70 m Pfeilhöhe dar. Größter Binderabstand 5,10 m.

V. Das Gelenkfachwerk der Siemens-Bauunion, Berlin.

Die Siemens-Bauunion führt seit kurzem eine neue Holzbauweise in Fachwerk aus, deren Hauptmerkmal und technisch wichtigster Teil eine gelenkige Knotenpunktverbindung ist, die in Abb. 20 bis 22 dargestellt ist. Diese eisernen Verbindungsstücke bestehen aus Flacheisenanschlüssen, die mit den Holzstäben durch Dübel (s. später) in festen Zusammenhang gebracht werden und die in gelenkigen Knotenpunkten sowohl auf Druck wie auf Zug angeschlossen sind.

Diese Gelenke entsprechen nicht den aus dem Eisenbrückenbau bekannten Bolzengelenken, denn die einzelnen Anschlüsse endigen hier

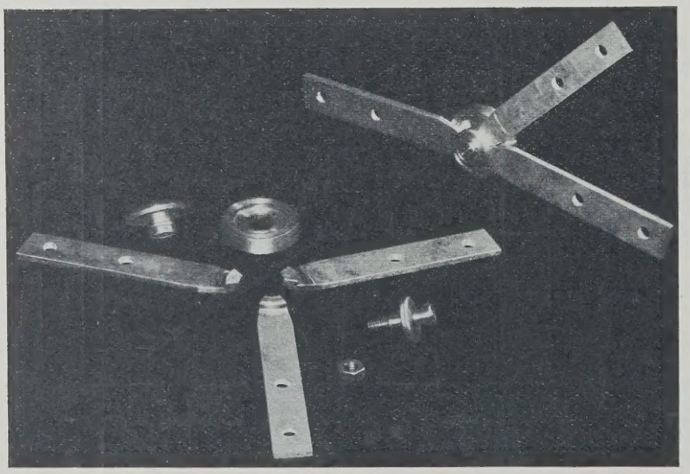


Abb. 20a.
Gelenk der Siemens-Bauunion in die Einzelteile zerlegt.

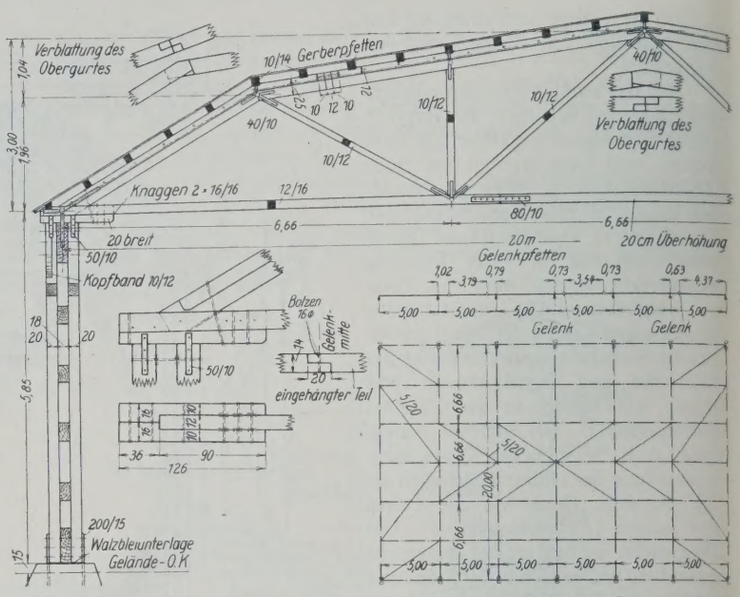


Abb. 22. Dachkonstruktion des Geräteschuppens in Berlin-Siemensstadt. Unten Rechts: Grundriß mit Windverband.

nicht nebeneinander, sondern werden hier gewöhnlich aus der gleichen Ebene kommend gefaßt und gesichert. Im Gelenk selbst endigen die Flacheisenanschlüsse mit zentrisch verlaufenden Anstauchungen, die mit den unterschnittenen Anliegeflächen die Zugkräfte und mit den bogenförmig gestalteten Stirnen der Köpfe die Druckkräfte an das Gehäuse des Gelenks abgeben. Aus den Einzelheiten des Gelenks ist ersichtlich, daß der Zusammenbau von Fachwerken mit diesen gelenkigen Knotenpunkten leicht und sicher zu bewirken ist, und daß ferner die Flacheisenanschlüsse stets in eine solche Richtung gebracht werden können, daß das Holz immer parallel zur Faser beansprucht wird.

Bemerkenswert ist noch, daß durch die unmittelbaren Druckanschlüsse die sonst üblichen, durch Schwinden des Holzes beeinträchtigten Druckanschlüsse quer zur Faser, ähnlich wie bei der vorher geschilderten Seydelschen Bauweise, vollkommen ausgeschaltet sind.

Als Holzdübelverbindung werden in diesem System Teller mit einer Anzahl auf den Tellerrand gestellten Zacken (Greimsche Krallenscheibe)[5]) verwendet. Diese Dübel werden bis zur Tiefe des Tellerrandes in das Holz eingefräst, so daß die Tellerunterkante mit dem Holz bündig liegt; die Zacken als kleine Einzeldübel werden in das Holz eingedrückt und bewirken so eine feste Verankerung des Gesamtdübels im Holz. Die feste Nabe an der unteren Tellerfläche übermittelt die Kräfte des hölzernen Gurtes auf die beiderseits mit entsprechenden Bohrungen angeschlossenen Flacheisen (Abb. 21).

Als Baustoff wird hochwertiger Stahl verwendet. Eine große Anzahl von Versuchen ergab durchaus günstige Werte. Bei zwei Versuchsträgern fand in einem Falle der Bruch im Flacheisenanschluß des mittleren Unter-

[5]) Gesteschi: Der Holzbau, S. 128 (Verlag von Julius Springer).

Abb. 23. Untersicht der Dachkonstruktion des Geräteschuppens in Berlin-Siemensstadt.

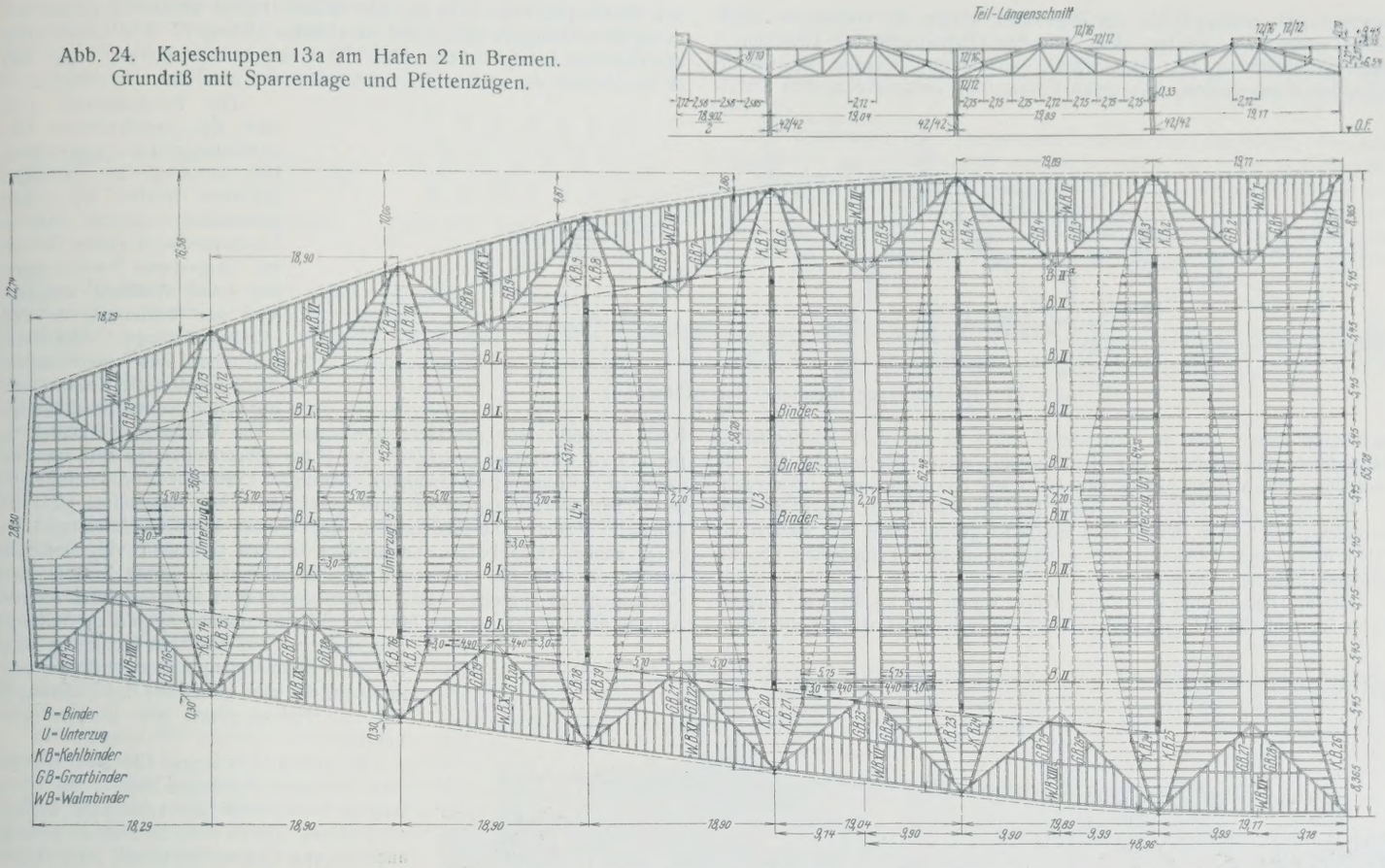


Abb. 24. Kajeschuppen 13a am Hafen 2 in Bremen. Grundriß mit Sparrenlage und Pfettenzügen.

gurtstabes statt, im zweiten Falle im mittleren Untergurtstab selbst (an einer Aststelle). In beiden Fällen waren die Einzelverbindungen und Anschlüsse an die Holzquerschnitte ohne irgendwelche Merkmale von Zerstörung nach dem Bruch geblieben. Im ersten Falle war die Bruchsicherheit eine mehr als dreifache, im zweiten Falle eine $2^1/_2$fache.

Was die Ausführung dieser Fachwerkkonstruktionen betrifft, so wird der Hauptteil werkstattmäßig angefertigt. In der Werkstatt wird die Gesamtkonstruktion mit dem Einbau der wichtigsten Verbindungsmittel fast ausschließlich durch maschinelle Bearbeitung hergestellt.

Die Aufstellung auf dem Bauplatz besteht nur im Zusammenschrauben der Gelenke und läßt sich in kurzer Zeit bewirken. Etwa schadhaft gewordene Fachwerkstäbe lassen sich leicht auswechseln.

Für transportable Bauwerke, wie vor allem Hilfsrüstungen, ist diese gelenkartige Knotenpunktverbindung besonders geeignet, da sie den schnellsten und zuverlässigsten Abbau und Wiederaufbau gewährleistet.

Eine Anwendung der geschilderten Bauweise zeigt der Geräteschuppen in Berlin-Siemensstadt, der im Herbst 1927 hergestellt ist (Abb. 22).

Die Binderstützweite beträgt rd. 20 m, der Binderabstand 5 m. Die unten eingespannten Holzstützen sind 5,85 m hoch und stehen mittels Walzbleiunterlagen auf Betonfundamenten.

Der Obergurt ist durch beiderseits angebolzte Kanthölzer T-förmig gestaltet und so in die Lage versetzt, die Biegebeanspruchungen durch die Pfetten einwandfrei aufzunehmen.

Die Pfetten sind als Gerberträger ausgebildet. Abb. 23 zeigt die fast vollendete Dachkonstruktion von unten gesehen.

Ein weiteres sehr bemerkenswertes Beispiel für die beschriebene Bauweise stellt der 1927 errichtete Kajeschuppen 13a am Hafen 2 in Bremen dar.

Der Grundriß (Abb. 24) des Schuppens hat durch die im Bremer Hafen bedingte Führung der Gütergleise die Form eines Bügeleisens erhalten. Die überdachte Grundrißfläche beträgt rd. 7100 m². Die Außenwand an der Landseite ist gemauert mit Eisenbetongesims; an der Spitze des Gebäudes befindet sich ein gemauerter Pegelturm. Die Außenwand der Wasserseite hat eiserne Stützen mit Schiebetoren und Wellblechverkleidung erhalten.

Die Bedachung besteht aus einem doppellagigen Pappdach mit Hobeldielenschalung. Die ganze Dachfläche wurde in sieben parallel angeordnete Satteldächer mit Satteloberlichtern über den Firsten aufgeteilt (s. Grundriß und Teillängenschnitt in Abb. 24). Der Firstverlauf ist etwa rechtwinklig zur Längsfront des Gebäudes. An den beiden Traufen auf den Längswänden des Bauwerks wurden alle sieben Satteldächer ab-

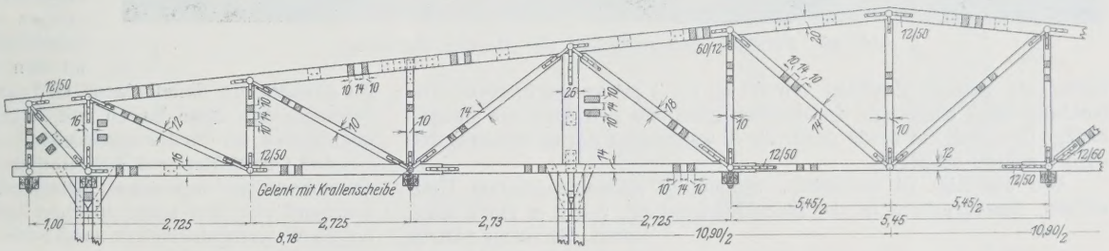


Abb. 25. Kajeschuppen Bremen. Unterzug 5.

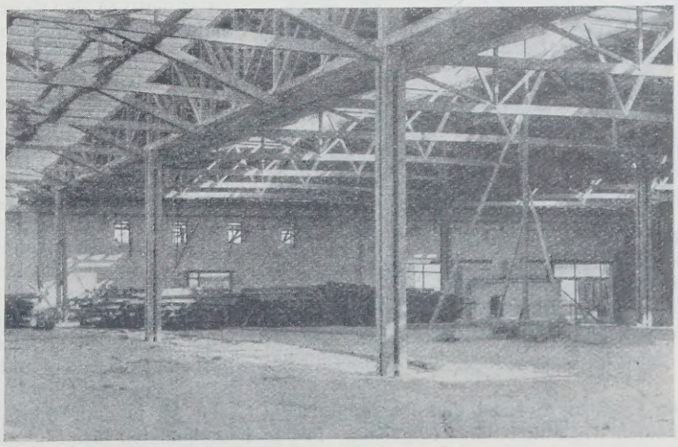


Abb. 26. Kajeschuppen Bremen. Innenansicht gegen einen Unterzug mit Stützen.

gewalmt. Im letzten Felde am Pegelturm mußte die Dachfläche windschief ausgebildet werden. Um aus den Dacheinschnitten zwischen je zwei Satteldächern das Regenwasser abzuleiten, wurden sogenannte Eselsrücken angeordnet, die einen Firstverlauf senkrecht zu den Satteldachfirsten haben und an den Längsfronten in die dort angeordneten Hauptrinnen entwässern. Für die Neigung dieser Eselsrücken war als Bedingung ein Mindestgefälle von 6 cm auf 1 m Länge gestellt worden.

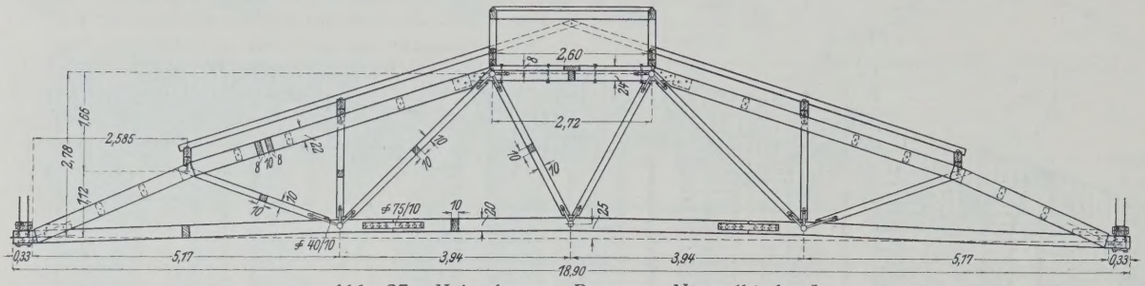


Abb. 27. Kajeschuppen Bremen. Normalbinder I.

Im Innern der Halle war eine Durchfahrthöhe für einen Elektrokarrenkran von 5,70 m, ferner eine möglichst geringe Zahl von Stützen im freien Raum und Schaffung von uneingeschränkten Fahrstraßen für die Lademöglichkeiten gefordert.

Für die Berechnung der Konstruktion waren 140 kg für 1 m² Grundfläche (ausschließlich Eigengewicht der Fachwerkträger) und für die Oberlichter ein weiterer Zuschlag von 60 kg für 1 m² vorgeschrieben. Die hierdurch stark eingeengte Konstruktion gestaltete sich durch die unregelmäßige Grundrißform sowie durch die Abwalmungen der einzelnen Satteldächer äußerst schwierig.

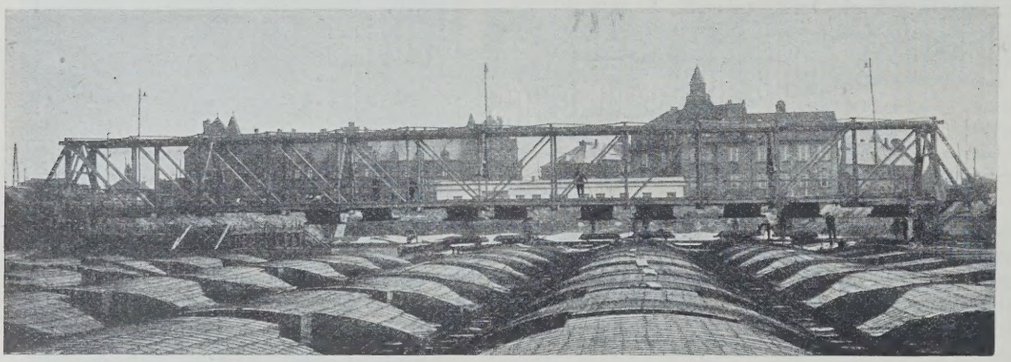


Abb. 28. Fahrbare Betonierbrücke der Siemens-Bauunion.

Wie aus Abb. 24 ersichtlich, wurden 23 zusammengesetzte Holzstützen, bestehend aus je vier Einzelquerschnitten, von 6 m Höhe angeordnet. Sämtliche Stützen wirken statisch als Pendelstützen, während der Winddruck auf Dach und Längswände von den Außenwandpfeilern aufgenommen wird.

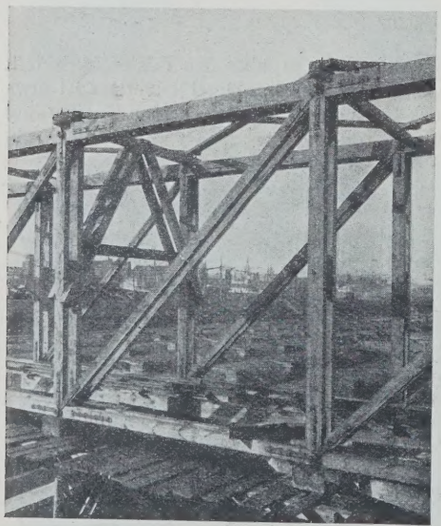


Abb. 29. Einzelansicht der Betonierbrücke.

Die Stützenreihen, die unter den von den sieben Satteldächern gebildeten ideellen Traufen stehen, tragen sechs Unterzüge, die zur Auflagerung der Binder dienen (Abb. 25 u. 26). Diese Unterzüge liegen unter den genannten Eselsrücken, wo sie ausreichende Bauhöhe haben. Die sechs Unterzüge sind zweifach angeordnet und als Gerberträger ausgebildet. Sie besitzen wagerechten Untergurt und nach der Mitte zu ansteigenden Obergurt. Die Gelenke sind bei den Regelunterzügen U_1 bis U_4 in den Sechstelpunkten des Mittelfeldes eingebaut. In den Drittelpunkten der Stützenfelder kommen die Binder zur Aufhängung (Abb. 24). Der Binderabstand beträgt 5,45 m, die Stützenentfernung $3 \cdot 5{,}45 = 16{,}35$ m und die Stützweite der Binder 18,90 bis 19,89 m. Die Binder haben annähernd parabolisch gebogenen Obergurt und leicht überhöhten Untergurt. Die Überhöhung des letzteren beträgt 0,25 m (Abb. 27). Durch die Überhöhung ergibt sich in Bindermitte die gleiche Durchfahrthöhe wie unter den Unterzügen.

Die Knotenpunkte sind nach der beschriebenen Gelenkkonstruktion ausgebildet. Der Anschluß der Füllstäbe geschieht hierbei, wie schon geschildert, durch eiserne Laschen, die in einem Gelenk mit besonderen Verdickungen zug- und druckfest endigen. Von den beiderseits an den Fachwerkstäben sitzenden Flacheisen aus hochwertigem Stahl werden die Kräfte durch die schon früher bezeichneten Krallenscheiben auf das Holz übertragen. Die Wirkung der Dübel ist parallel zur Holzfaser gerichtet. Die Schwinderscheinungen sind bei den geringen Holztiefen bedeutungslos. Sämtliche Eisenteile sind durch Feuer- bezw. Spritzverzinkung gegen Rost geschützt. Das verwendete Holz ist polnische Kiefer. Die Aufhängung der Binder an den Unterzügen ist durch sogen. Hakenbolzen unmittelbar in den Gelenken vorgenommen worden, so daß die äußeren Kräfte am Unterzug unmittelbar in den Knotenpunkten angreifen. Die Muttern dieser Bolzen fassen durch eiserne Auflagerplatten und werden hier mit Schraubensicherungen (Pahl-Muttern) festgehalten. Zur weiteren Sicherung sind für jedes Binderauflager je zwei Bolzen vorgesehen, die den Untergurt des Unterzuges mit der Auflagerplatte des Binders verbinden.

Die etwa 13 m langen Grate der Walme sind als halbe Polonceau-Binder, die 10 m langen Kehlsparren als verdübelte Balken ausgebildet. Durch diese Maßnahme konnte auch an den Feldern zwischen Außenwand und der ersten Stützenreihe eine Durchfahrthöhe von mehr als 5,70 m gewahrt werden. Die Pfetten der Dachkonstruktion sind als Durchlaufträger mit Sattelhölzern ausgeführt. Hierdurch werden die Kopfstreben vermieden. Zur Aufnahme der Schubkräfte auf den Sattelhölzern sowie an den Stößen sind Dübel eingeschaltet. Die Pfetten mit Sattelhölzern sind auf den Bindern mit Bolzen derart befestigt, daß diese Bolzen mit Augen an den entsprechenden Knotenpunktbolzen der Binder anschließen.

Die Oberlichter sind mit eisernen kittlosen Sprossen als abgewalmte Satteloberlichter angeordnet. Die hierfür erforderlichen Zargen sind, abweichend von den sonst üblichen Ausführungen, als Doppelbalken mit hohem Widerstandsmoment ausgebildet. Durch Anordnung der Oberlichtzargen über den beiden mittleren Pfettenzügen ergab sich der Doppelbalken aus Hölzern 12/18 und 12/24 cm stark mit einer Ausfütterung von 12 cm. Beide Hölzer sind in kurzen Abständen durch lange Bolzen zusammengehalten. Das Hafenbauamt will durch diese Maßnahme den häufigen Scheibenbruch vermeiden. Der gesamte Schuppen erhielt Ahornbohlenfußboden auf Lagerhölzern.

Die Aufstellung der Dachkonstruktion wurde Ende August begonnen und Ende Oktober 1927 beendet.

Schließlich möge noch eine weitere Anwendung dieser Bauweise erwähnt werden, und zwar zu einer fahrbaren Betonierbrücke von 48 m Stützweite. Sie hatte vorübergehenden Zweck und diente zum Verfahren und Einbringen des Betons für die Fundamente eines 210 m langen Hafenspeichers in Stettin. Das Bauwerk ist in den beiden Abb. 28 u. 29 dargestellt.

Die Brücke hat sich während des Betriebes durchaus bewährt, insbesondere zeigte sie sich gegenüber rollenden Lasten und Stößen sehr unempfindlich. Bei der Probebelastung wurde nur die rechnungsmäßig ermittelte Durchbiegung aus der Formänderung des Trägersystems festgestellt. Sie betrug unter dem Eigengewicht und der Nutzlast 8,9 cm.

VI. Das Zollbau-Lamellendach[6]).

Das Zollbau-Lamellendach ist ein netzartiges, räumlich-biegefestes Stabwerk, das in seiner Gesamtheit in einer tonnenförmig oder spitz-

[6]) Die Patentinhaberin, das Europäische Zollbau-Syndikat A.-G., Berlin W 35, führt selbst keine Bauten aus, sondern erteilt Ausführungslizenzen an geeignete Firmen. — Die technischen Einzelheiten dieses Teiles der Abhandlung sind auf Grund der Konstruktionsunterlagen der genannten Firma bearbeitet.

bogenartig gekrümmten Gewölbefläche liegt. Es wird hergestellt aus unter sich gleichen Einzelteilen, den Lamellen (Abb. 30), die aus handelsüblichen Brettern gewonnen und, unabhängig von der Spannweite, handliche Längen von 1,70 bis 2,50 m besitzen[7]). Wie bemerkt, sind sämtliche

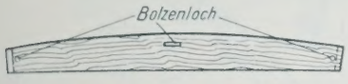


Abb. 30. Zollbau-Lamellendach. Lamelle.

Abb. 31. Zollbau-Lamellendach. Netzwerk.

Tragteile der Konstruktion in die gekrümmte Dachfläche verlegt. Sparren, Pfetten und Binder fallen fort (binderloses System). Das Netzwerk (Abb. 31) wird gebildet durch rautenförmiges Zusammenfügen der hochkant gestellten Lamellen. Durch einseitiges Krummschneiden der an den Enden abgeschrägten (geschmiegten) Lamellen wird eine Krümmung des Netzwerks erzielt; diese gibt der Konstruktion die Wirkungsweise und damit Tragfähigkeit eines Gewölbes.

Als Querschnittform des Daches ergibt sich hieraus der Rundbogen (Segmentbogen) oder der Spitzbogen mit beliebiger Stichhöhe und Krümmungshalbmesser und Spannweiten bis zu 35 m und mehr. Walme, Kreuzgewölbe und Zeltdächer werden unter Zuhilfenahme von Graten gebildet. Kuppeln sind durch Anpassung der Lamellen an die räumliche Krümmung ohne Schwierigkeit herstellbar.

Die statische Wirkungsweise ist derjenigen eines Gewölbes ähnlich[8]). Daneben hat die Zollbau-Konstruktion die Eigenschaften einer räumlichen Platte infolge des netzartigen Zusammenhanges der Einzelteile. Das System ist gegen ungleichmäßige Belastung (z. B. durch Einzellasten) hochgradig statisch unbestimmt; hierdurch tritt bei Aussparungen oder zufälligen Durchbrechungen (Brand!) eine bei Binderkonstruktionen nicht denkbare, vorteilhafte Kräfteverteilung ein. Der Gewölbeschub des Daches wird durch die Wandkonstruktion oder den Grundbau oder durch Zugstangen aufgenommen.

Die Konstruktion ist statisch den Festigkeitseigenschaften des Holzes angepaßt. Die Lamellen übertragen aufeinander in erster Linie Druckkräfte infolge der Gewölbewirkung des Gesamtsystems. Zugkräfte treten an den Knotenpunkten nicht auf. Den Biegebeanspruchungen gegenüber bietet der hohe Brettquerschnitt den erforderlichen Widerstand. Seitliches Ausknicken eines Lamellenzuges aus seiner Ebene wird durch die anlaufenden Lamellenzüge verhindert. Die Schalung oder Lattung zur Aufnahme der Dacheindeckung ist normalerweise ein wesentlicher Bestandteil der Gesamtkonstruktion.

Die Verbindung der Lamellen ist einfach und gegen Zufälligkeiten (Setzen, Schwinden des Holzes) unempfindlich. Je drei Lamellen werden in den Kreuzungspunkten der Lamellenzüge, den Knotenpunkten, durch handelsübliche Schloß- oder Maschinenschrauben, den Knotenpunktbolzen, unter Zuhilfenahme von Unterlagsplatten miteinander verbunden. Letztere sind meist mit Krallen versehen und rhombisch gestanzt.

Die Fußschwellen bestehen aus Kantholz. Die Giebel- oder Ortbogen werden aus krummgeschnittenen handelsüblichen Brettern, den Lamellen, ähnlich hergestellt. Die Fußpunktkeile bestehen aus mechanisch bearbeiteten Harthölzern. Die Firstbohle bei Spitzbogendächern ist parallel besäumt und unbearbeitet.

Die Zurichtung der Lamellen geschieht mit Kreissäge, Bandsäge und Bohrmaschine (u. U. Fräsmaschine), möglichst im Sägewerk. Vormontage auf dem Werkplatz ist nicht erforderlich. Die Lamellen sind, wie schon erwähnt, einseitig kurviert, an den Enden abgeschrägt und geschmiegt, an den Enden mit Bohrungen und in der Mitte mit Langloch versehen (Abb. 30).

Das Dach wird nach besonderen Anweisungen aufgestellt, von den Fußschwellen ausgehend, durch Aneinanderreihen der fertig zugerichteten Lamellen.[9]) Die an Fußschwelle und Giebelbogen erforderlichen halben Lamellen werden durch Teilung normaler Lamellen erhalten. Zum Aufstellen ist lediglich eine leichte Arbeitsrüstung, jedoch kein Lehrgerüst erforderlich. Die Arbeitsrüstung kann bei langen Hallen als Verschubrüstung ausgebildet werden. Bei Wohnhausdächern wird von der Balkenlage aus montiert.

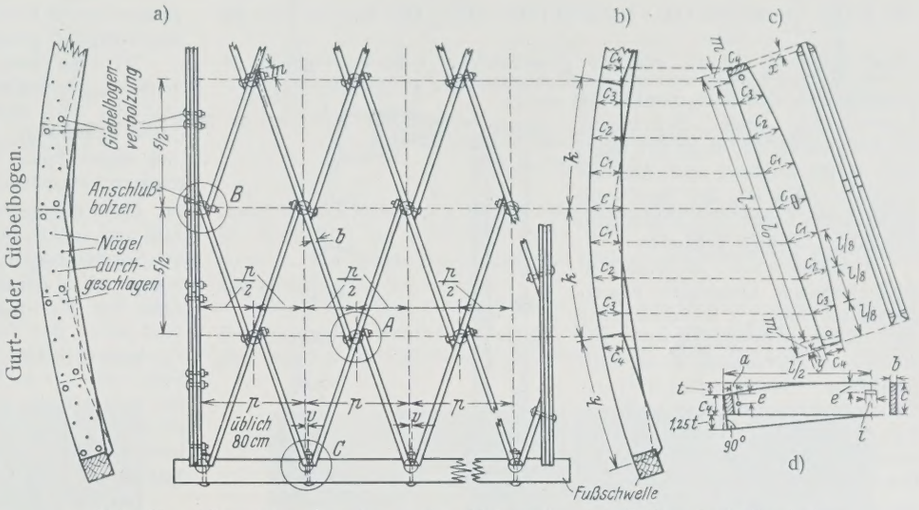
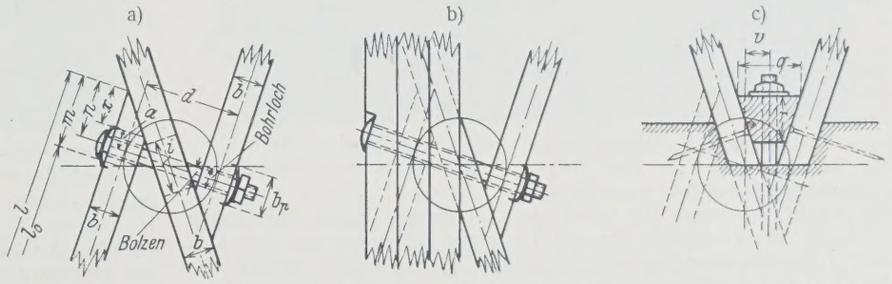


Abb. 32. Allgemeine Anordnung des Netzwerks des Zollbau-Lamellendaches.

Das Zollbaudach kann im Bedarfsfalle leicht abmontiert und an anderer Stelle wieder aufgestellt werden. Beschädigungen von Einzelteilen treten hierbei nicht auf; Verlust oder Transportbeschädigung einzelner Stücke beeinträchtigt die Wiedererstellung nicht. Die Austauschbarkeit der Elemente schließt Behinderung infolge von Verwechslung aus.



Normaler Knotenpunkt *A*. Normaler Giebelanschluß *B*. Normaler Fußpunkt *C*.

Abb. 33. Knotenpunktanordnung.

Über die Einzelheiten der Konstruktion sei folgendes ausgeführt. Abb. 32 stellt die allgemeine Anordnung des Netzwerks, vom Giebelbogen ausgehend, dar. Zur Ermittlung der System- bezw. Knotenpunkte wird die Abwicklung der Dachfläche (Dachmantelfläche) in Rechtecke von

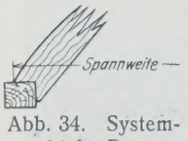


Abb. 34. Systempunkt für Bogenmaße.

Abb. 35. Zollbaudach.

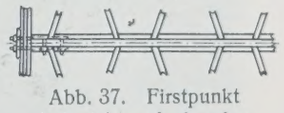


Abb. 37. Firstpunkt bei nicht aufgehender Knotenpunktteilung.

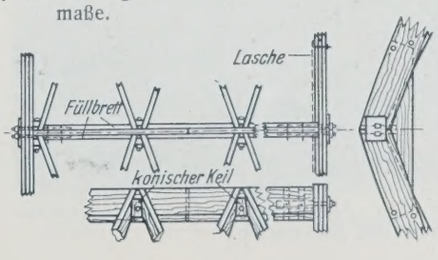


Abb. 36. Firstpunkt bei aufgehender Knotenpunktteilung.

[7]) Neuerdings wird die Lamellenkonstruktion auch in Eisen ausgeführt, und zwar in Form des „Junkers-Zollbau-Lamellendaches", das von ihrer Herstellerin, den Junkers-Werken, Dessau, in Interessengemeinschaft mit dem Europäischen Zollbau-Syndikat A.-G., Berlin, vertrieben wird.

[8]) Prof. Otzen, Hannover, hat das Verhalten des räumlichen Netzwerks unter verschiedenen Belastungen theoretisch und durch Versuche erstmalig untersucht und eine angenäherte Berechnungsweise aufgestellt. Weitere Belastungsversuche unter Leitung von Zivilingenieur Dipl.-Ing. Haber-Schaim, Berlin, führten zu einer Vervollständigung der Berechnungsverfahren, die das elastische Verhalten bei verschiedenen Dachlängen, Stichhöhen und Krümmungshalbmessern berücksichtigen.

[9]) Ausführliche Beschreibungen und Unterlagen hierüber werden von dem Europäischen Zollbau-Syndikat A.-G. an Interessenten abgegeben.

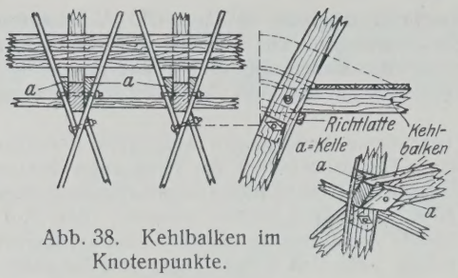


Abb. 38. Kehlbalken im Knotenpunkte.

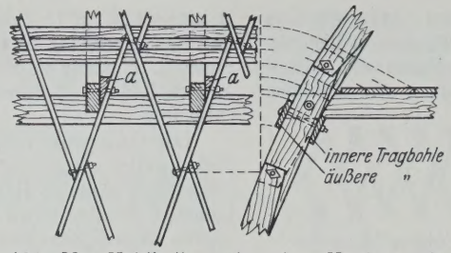


Abb. 39. Kehlbalken über dem Knotenpunkte.

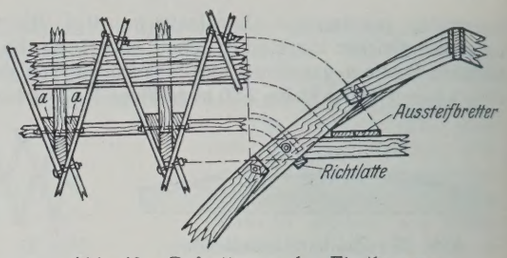


Abb. 40. Befestigung der Firstknagge.

der Breite $\frac{p}{2}$ und der Höhe k geteilt (Abb. 32a). Die Schnittpunkte der geradzahligen $\frac{p}{2}$-Linien mit den geradzahligen k-Linien ergeben die Knotenpunkte (Kreuzungspunkte der Lamellenzüge beider Richtungen), die Fußpunktteilung p, in der Regel 0,80 m (in England und Amerika 1 Yard = 0,914 m), ist durch die freitragende Länge der Eindeckung (Schalung, Lattung) bestimmt.

Ausnahmen sind: Anpassung an wiederkehrende konstruktiv bemerkenswerte Punkte, z. B. Achsabstand von Fensterauswechslungen. Bei kleinen, im allgemeinen wenig wirtschaftlichen Dächern (Krümmungshalbmesser unter 6,50 m) wird $p =$ 0,70 m gewählt, in Verbindung mit kleinerer Knotenpunktteilung k zur Erzielung ausreichender Lamellenendbreiten c_4, (mindestens 10 cm) (Abb. 32). Bei sichtbarer Lamellenkonstruktion, insbesondere bei schwach belasteten Innengewölben und bei Zollbaukuppeln, wird ferner aus innenarchitektonischen Gründen p erhöht auf 1,00 bis 1,20 m.

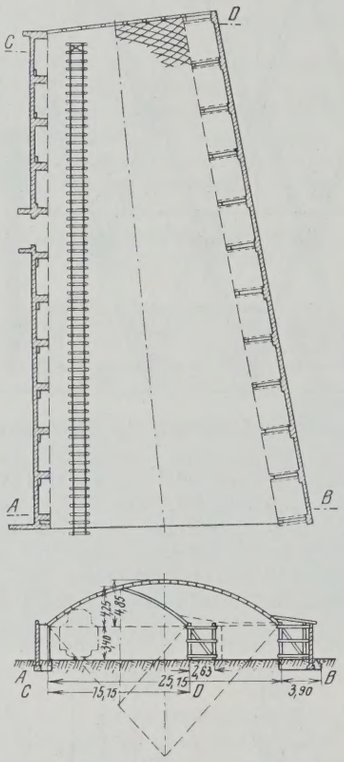


Abb. 41. Faßfabrik Wördel. Querschnitt und Grundriß.

Als Ausgangspunkt der Teilung wird in der Regel die Innenkante eines Giebelbogens gewählt. Wie in Abb. 32a dargestellt, beginnt man mit nach rechts steigenden, d. h. links geschmiegten ganzen Fußpunktlamellen, wenn keine besonderen Gründe dagegen sprechen; hierbei ist zu beachten, daß insbesondere bei Segmentbogen die Lage des gegenüberliegenden Fußpunktes hierdurch genau festgelegt ist, ferner, daß bei gerader Anzahl der Knotenpunktteile der Profillinien gegenüberliegende Fußpunkte um das Maß der „Fußkerbenversetzung" $2v$ (Abb. 33c) gegeneinander seitlich verschoben sind. Ausnahmen in der Wahl des Anfangspunktes der Fußschwellenteilung werden zweckmäßig, wenn die Wahl konstruktiv bemerkenswerter Punkte (Fensterauswechslungen, Kehlanschnitt, Schornsteinauswechslung, gelegentlich auch Dachmitte) Vereinfachungen bringt.

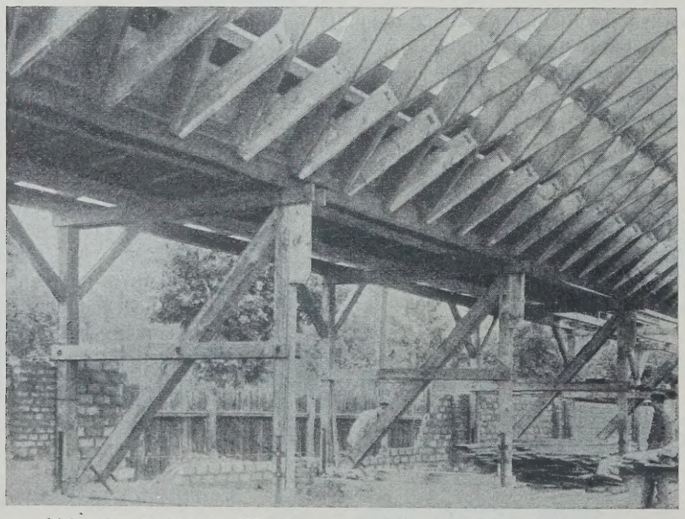


Abb. 42. Faßfabrik Wördel. Anordnung des Gewölbefußpunktes über den Bockstützen.

Die Bogenlänge (Systemlänge) wird an der Lamellenaußenkante gemessen. Sie beginnt an der Wurzel der Einkerbung für die Fußlamelle (Abb. 34) und reicht bei Spitzbogen bis zum theoretischen Firstpunkte (Mitte Firstbohle). Spannweite, Stich, Krümmungshalbmesser, Bogenlänge und abgewickelte Dachmantelfläche werden stets von diesen „Systempunkten" ausgehend gemessen.

Die Knotenpunktteilung k wird zu $0{,}9\,p$ bis $1{,}6\,p$, besser zwischen $1{,}05$ und $1{,}40\,p$ gewählt und auf dem Ortbogen aufgetragen. Sie muß bei Segmentbogen ein ganzzahliger Bruchteil der Bogenlänge, bei Spitzbogen mit durchgehender Firstlamelle oder mit geradem Firstanschluß nach Abb. 36 ein ganzzahliger Bruchteil der Bogenlänge von Schwelle zu First sein. Bei Segmentbogen mit zwar ganzzahliger, aber ungerader Knotenpunktteilung ist zu beachten, daß die Fußpunktmitten der einen Seite um $^1/_2\,p$ an Stelle des normalen Maßes von $2\,v$ gegen diejenigen der andern Seite verschoben sind. k soll bei Wohnhausdächern stets so gewählt werden, daß die Kehlbalkenlage nach Abb. 37 in dem Knotenpunkte liegend angeordnet werden kann, ohne Rücksicht darauf, ob die Teilung im First aufgeht oder nicht.

Die Knotenpunktteilung wird unter Berücksichtigung der angegebenen Regeln so gewählt, daß die Lamellenlänge mit möglichst geringem Verschnitt gewonnen wird.

Wählt man z. B. für einen Spitzbogen ohne Kehlbalken, mit einer Fußpunktteilung 0,80 m, Lamellenstärke 3 cm und einer Lagerlänge 4,45 m: $k = 0{,}97$ m, so ergeben sich zwei Lamellen zu 2,19 m Länge, insgesamt 4,38 m. Der Verschnittverlust für Luftrisse beträgt an den Enden 0,07 m.

Je größer die Teilung k innerhalb der genannten Grenzen gewählt wird, desto länger werden die einzelnen Lamellen (geringerer Arbeitslohn), desto kürzer, aber auch stärker werden die Knotenpunktbolzen und desto weniger und damit leichter die Unterlagsplatten.

Als günstigste Maße gelten unter Beachtung der genannten Gesichtspunkte bei einer Fußpunktteilung von 0,80 m und einer Lamellenstärke

$b =$	3 cm	4 cm	5 cm	6 cm
$k =$	95 „	100 „	105 „	110 „ .

Die Lamellenmittellinien verbinden je drei Knotenpunkte derart, daß sie durch die Mitte des mittleren Knotenpunktes hindurchgehen und den um die Mitten der anderen Knotenpunkte gezogenen Hilfskreis mit dem Durchmesser d berühren. Hierdurch ergibt sich die Gestalt des Knotenpunktes (Abb. 33) und durch zeichnerische und rechnerische Ermittlung der wirklichen Größen die Form der Lamelle (Abb. 32c u. d).

Was die Lage der Lamelle im Raume betrifft, steht die Lamelle in ihrer Mitte genau senkrecht zur Dachfläche bezw. deren Tangentialebene, an den Enden ist sie gegen die Dachfläche bezw. deren Tangentialebene schwach geneigt. Dies ist bei der Bestimmung des Maßes y der Endabschrägung (Schmiegenrichtung) zu berücksichtigen (Abb. 32c).

Der Verbindungsbolzen steht senkrecht zu der gestoßenen Lamelle (Abb. 33). Der Hilfskreisdurchmesser d ist so klein wie möglich, jedoch so anzunehmen, daß das Bohrloch außerhalb der Schmiege liegt. Bei starken Lamellen ist es zulässig, daß das Bohrloch teilweise in die Schmiege fällt; i. M. ist $d = 2\,b + 3$ (bei k zwischen 95 und 105 cm).

Bei Lamellen von mehr als 22 cm Breite (17 cm Endbreite) sind zwei Knotenpunktbolzen anzuordnen.

Der gerade Ortbogenanschluß B (Anschluß bei aufgehender Fußpunktteilung) und der Fußpunkt C (Abb. 33) ergeben sich aus dem normalen Knotenpunkte A durch Halbierung nach der lotrechten bezw. wagerechten Mittellinie. Die Fußpunkteinschnitte können entweder in die Fußschwellen eingekerbt oder durch Aufnageln von Füllbrettern von 3,5 bis 4 cm Stärke hergestellt werden. Das Einkerben ist stets erforderlich, wenn die Schwelle nicht radial, sondern mit wagerechter Oberfläche verlegt wird (Abb. 35). Die Füllbretter bei der zweiten Ausführungsart müssen genau nach richtiger Schablone abgelängt, geschmiegt und sorgfältig aufgenagelt werden.

Der ungerade Ortbogenanschluß (Abb. 32a, rechts) (Anschluß bei nicht aufgehender Fußpunktteilung) ist wegen der Verschnittverluste möglichst zu vermeiden.

Die Fußlamellen sollen in den Fußpunkteinschnitten mit je zwei langen Stichnägeln befestigt werden.

Der gerade Firstanschluß (Abb. 36) wird bei aufgehender Knotenpunktteilung wie der normale Fußpunkt unter Verwendung von Hartholzkeilen hergestellt. Er ist wegen seiner Schwierigkeit wenig zu empfehlen und wird daher meist durch den ungeraden Firstanschluß (Abb. 37) bei nicht

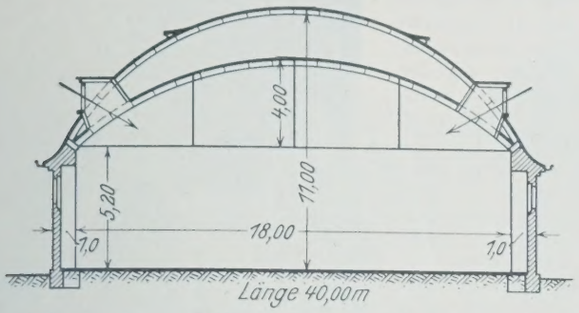


Abb. 43. Querschnitt der Turnhalle der Polizeikaserne in Bremen.

aufgehender Knotenpunktteilung ersetzt, bei der die Lamellen nicht mit einem Knotenpunkt an den First anschließen. Die Zwischenräume zwischen den Lamellen werden mit paßrecht beschnittenen, aufgenagelten Füllbrettern ausgefüllt. Die Lamellen sind an Ort und Stelle auf Paßlänge zu schneiden. Die Firstbohlenstöße sind so zu legen, daß sie durch Füllbretter gedeckt werden.

Die Firstbohlenverankerung ist am Ortbogen zug- und druckfest her-

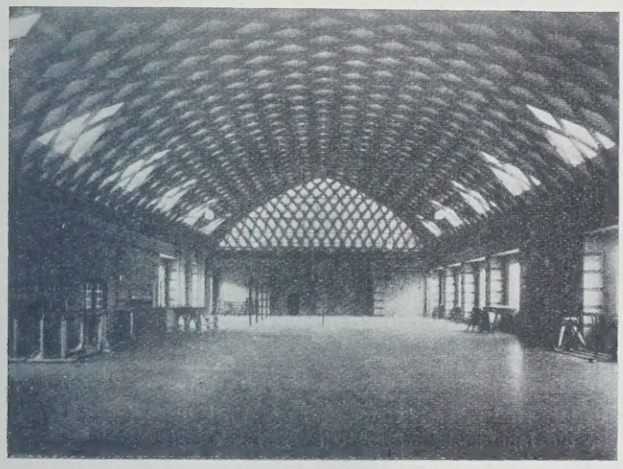


Abb. 44. Turnhalle der Polizeikaserne Bremen. Innenansicht.

zustellen. Eine einfache Ausführung ergibt sich mittels Flacheisenlaschen, Flacheisenquerdübel, Gewinde und Muttern (Abb. 36 u. 37).

Die Befestigung des Kehlbalkens im bezw. dicht über dem Knotenpunkte (Abb. 38) geschieht unter Verwendung genügend großer, eingepaßter Holzkeile und langer Bolzen. Sie werden an den Enden, der Lamellenneigung folgend, „angespitzt". Eine Richtbohle unter der Kehl-

Abb. 47. Wohnhausdach in Frankfurt a. M. während der Ausführung.

balkenlage erleichtert das Verlegen der Kehlbalken „in der Wage". Sorgfältiger Aufbau ist unbedingt erforderlich.

Die Kehlbalkenbefestigung über dem Knotenpunkte (Abb. 39) ist möglichst zu vermeiden. Wenn sie nicht zu umgehen ist, wird die

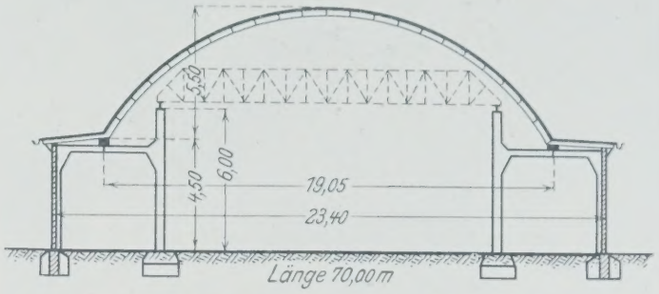


Abb. 45. Querschnitt der Maschinenfabrik Ziemann in Ludwigsburg.

Unterstützung durch eine äußere Tragbohle, die mit der inneren verbolzt ist, verstärkt. Die Kehlbalken sollen auch auf diese Bohle aufgekämmt werden. Die Tragbohlen müssen mit beiden Lamellenscharen durch Holzschrauben verbunden werden.

Die Befestigung der Firstknagge (Abb. 40) geschieht ebenso wie die Befestigung der Kehlbalken, jedoch stets im Knotenpunkte. Die Bolzen sind wie bei der Kehlbalkenlage hinreichend stark zu wählen, im all-

Abb. 46. Maschinenfabrik Ziemann. Innenansicht.

gemeinen mit der doppelten Querschnittfläche des Knotenpunktbolzens bezw. beider Knotenpunktbolzen. Sie haben Zug und Druck der Knaggen auf die Lamellen zu übertragen.

An die Stelle der Tragbohle tritt als Montageerleichterung eine Richtlatte. Die Knaggenebene selbst erhält bei hohen Spitzbogen (Scheunen usw.) meist eine Benagelung durch je zwei Aussteifbretter 3/12 bis 4/18 cm,

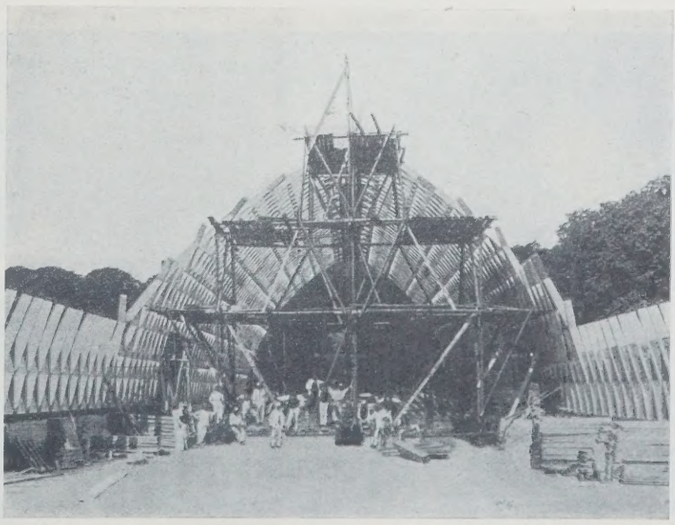


Abb. 48. Scheune in Hovdingsgaard während der Aufstellung.

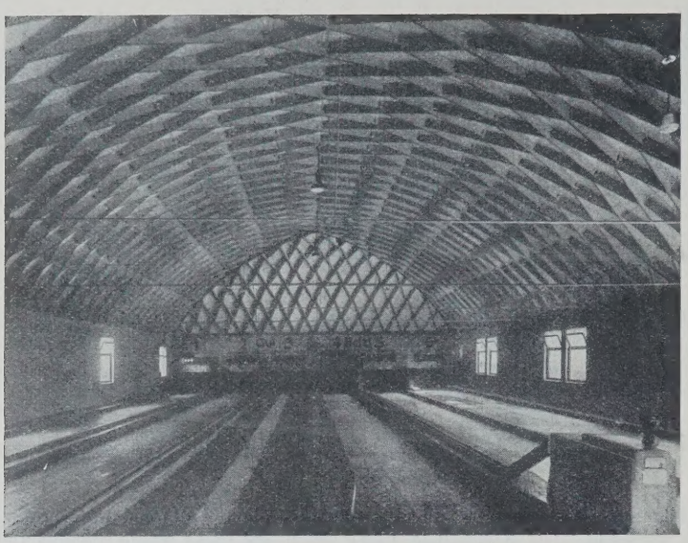


Abb. 49. Innenansicht einer Kegelhalle in Merseburg.

deren Stöße gegeneinander versetzt sind. Erforderlichenfalls kann auch eine Diagonalbenagelung benutzt werden. In der Regel genügt es, die Aussteifbretter durch je vier Nägel auf jede Knagge aufzunageln.

Nachstehend mögen einige Ausführungsbeispiele erwähnt werden.

Abb. 41 zeigt den Querschnitt und Grundriß der Faßfabrik Wördel in Berlin-Spandau. Die Halle ist bemerkenswert durch die eigenartige Grundrißgestaltung. Die örtlichen Verhältnisse verlangten die Überdachung

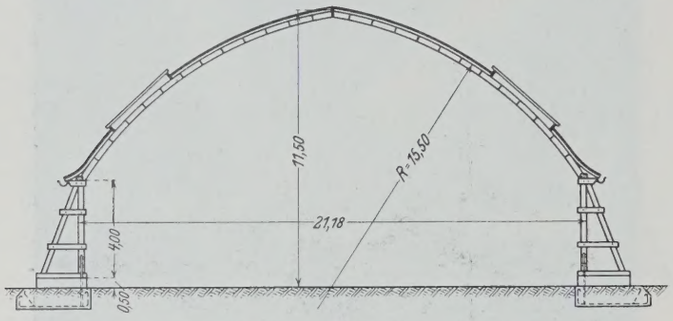


Abb. 50. Querschnitt der Reithalle in Recklinghausen.

eines Grundrisses mit verjüngt zulaufenden Längswänden. Die Aufgabe wurde dadurch gelöst, daß ein Segmentprofil allmählich in ein Spitzbogenprofil übergeführt wurde (Abb. 41, Querschnitt). Die Stützenteilungen beider Seiten sind voneinander unabhängig und, den örtlichen Verhältnissen entsprechend, verschieden ausgeführt worden. Bei dem ganzen Gewölbe findet trotz der Verjüngung des Grundrisses nur eine Sorte von Lamellen Verwendung. Die bei Bindern erforderliche Austragung verschiedener Spannweiten fällt beim Lamellendach weg. Abb. 42 läßt die Anordnung des Fußpunktes des Gewölbes über den Bockstützen zur Aufnahme des Schubes im Lichtbilde erkennen. Auf der anderen Seite wird der Horizontalschub durch massive Eisenbetonpfeiler aufgenommen (vergl. Abb. 41, Grundriß).

Bei dem nächsten Beispiel Abb. 43, das den Querschnitt der Turnhalle der Polizeikaserne in Bremen darstellt, wurde aus architektonischen Gründen unter die eigentliche Zollbau-Tragkonstruktion eine Zollbau-Unterdecke eingezogen, da man Wert darauf legte, nach außen eine eindrucksvolle Erscheinung des Bauwerks zu erzielen, während im Innern eine Einschränkung der Höhe wünschenswert erschien. Vergleichende Kostengegenüberstellungen zeigten überdies, daß die Lamellenzwischendecke erheblich billiger war als eine gleichwertige, an dem Außendach aufgehängte Rabitzdecke. Der wagerechte Schub ist durch Zugstangen aufgenommen, die durch glückliche Farbgebung gegen das Rautennetzwerk nahezu vollständig verschwinden.

Abb. 52. St. Augustinerkirche in Heilbronn. Innenansicht.

Abb. 44 zeigt eine Innenansicht der Turnhalle, die sich hier infolge der Abwalmung der Giebelwand als Spitzbogendach zeigt, während das Innendach tatsächlich als Segmentbogen ausgeführt ist. Die Belichtung geschieht in architektonisch bemerkenswerter Weise durch vorgesetzte Fenstergauben, die das Licht durch dreieckige Aussparungen der Verschalung des Innengewölbes werfen (vergl. auch Abb. 43).

Bei der Fabrikhalle der Maschinenfabrik A. Ziemann in Ludwigsburg, Württ. (Abb. 45), ist die Freiräumigkeit des Zollbaudaches in der Weise ausgenutzt, daß im Innenraum der Dachkonstruktion eine Krananlage untergebracht ist. Die Kranstützen bilden mit den Außenstützen Rahmenkonstruktionen, die als Auflager des Zollbaudaches dienen und zugleich dessen Schub in die Fundamente überzuleiten haben; diese Portale sind in Eisenkonstruktion ausgeführt.

Wie die Innenansicht der Halle (Abb. 46) zeigt, ist die Belichtung durch vorgesetzte schrägliegende Oberlichtflächen vorzüglich durchgeführt.

Die folgenden Beispiele zeigen einige bemerkenswerte Ausführungseinzelheiten und Anwendungen der Zollbau-Konstruktion.

Abb. 47 läßt die Einzelheiten des Rautennetzwerks an einem in Ausführung begriffenen Wohnhausdach in Frankfurt a. M. erkennen.

Abb. 48 zeigt die Aufstellung einer Scheune in Hovdingsgaard (Dänemark) mittels dreigeschossiger Rüstung auf sechs Feldbahnwagen. Die lichte Spannweite der Scheune beträgt 17,52 m, die Gesamtbreite 18,6 m, die Pfeilhöhe 12,07 m und die Länge 66 m.

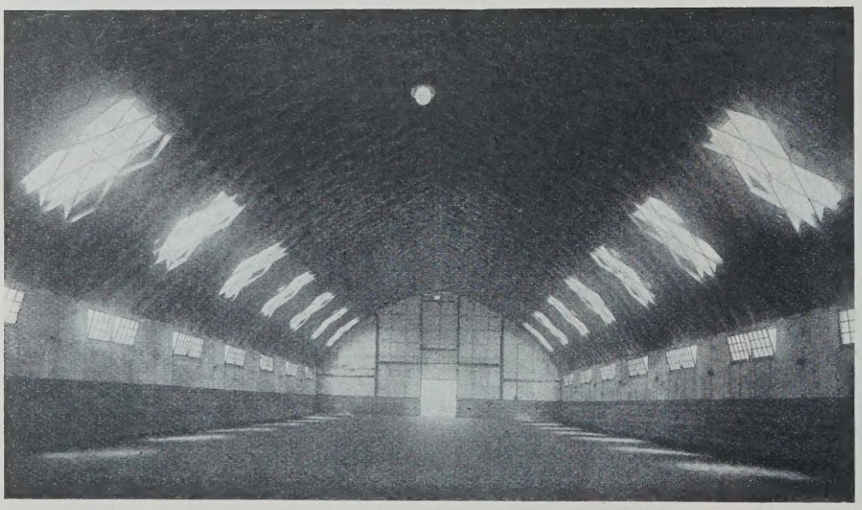


Abb. 51. Innenansicht der Reithalle in Recklinghausen.

Abb. 49 stellt die Innenansicht einer Kegelhalle in Merseburg dar. Der Schub wird hier durch eiserne Zugstangen aufgenommen.

Abb. 50 u. 51 zeigen Querschnitt und Innenansicht der Reithalle in Recklinghausen, einer hohen Spitzbogenhalle. Zur Schubaufnahme sind hölzerne Strebeböcke nach außen vorgesehen.

Eine architektonisch hervorragende Anwendung gibt ferner Abb. 52, nämlich die Innenansicht der St. Augustinuskirche in Heilbronn, die von Regierungsbaumeister Herkommer entworfen ist.

Auch für Kuppeln kann die geschilderte Bauweise Verwendung finden. Es tritt das Problem der doppelten Krümmung des Netzwerks auf, das nur in Form einer Verjüngung der Rautenbreite nach oben gelöst werden kann. Als Beispiel einer derartigen Ausführung ist in Abb. 53 die Kuppel für die Friedhofskapelle in Friedrichsfeld gezeigt, aus der diese Verjüngung deutlich ersichtlich ist. Den Abschluß der Konstruktion im Scheitel bildet ein Druckring, der gleichzeitig als Laternenuntersatz dient. Vorliegende Ausführung ist von einem Zimmermeister an Hand eines Modells in

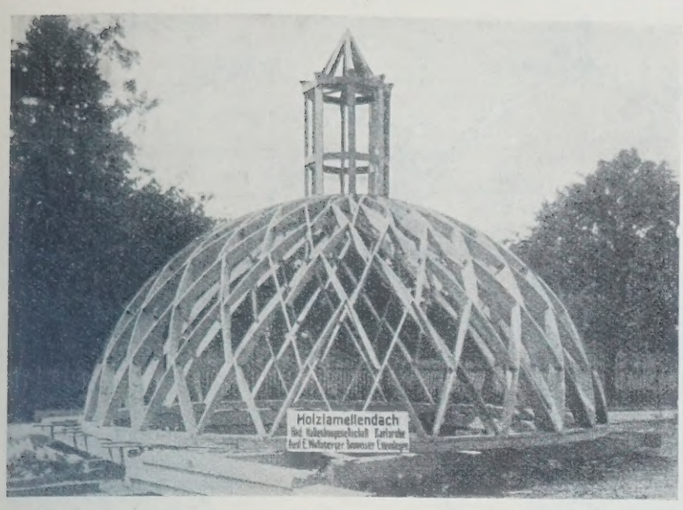


Abb. 53. Kuppel der Friedhofskapelle in Friedrichsfeld auf dem Werkplatz aufgestellt.

vorbildlicher Weise räumlich ausgetragen worden. Die zunächst auf dem Werkplatz aufgestellte Kuppel (Abb. 53) wurde für den Transport zerlegt und an Ort und Stelle in zwei Arbeitstagen wieder zusammengebaut.

Schließlich zeigt Abb. 54 die Kuppelinnenansicht der Festhalle in Koblenz. Als Verlängerung der eigentlichen Halle ist ein tonnenförmiges Segmentbogendach erstellt worden, dessen Abschluß die ge-

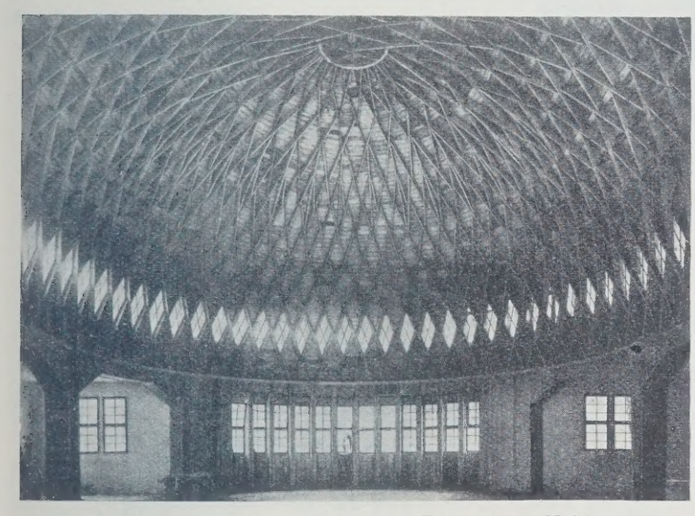
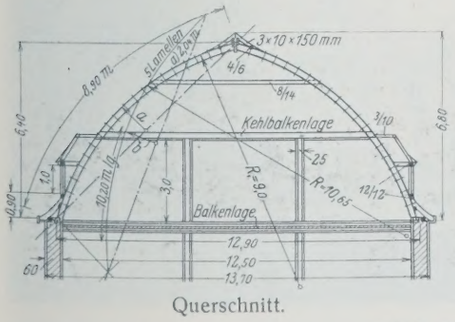
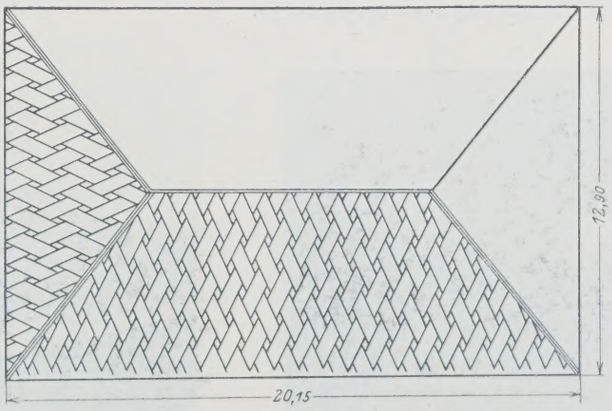


Abb. 54. Kuppelinnenansicht der Festhalle in Koblenz.

zeigte Kuppel bildet. Hier ist das Problem der Verjüngung nach oben durch den Zwang, die Knotenpunktteilung dem normalen Segmentbogen entsprechend zu wählen, erschwert worden. Infolgedessen war die in $^2/_3$ der Höhe sichtbare Auswechslung jedes zweiten Knotenpunktes erforderlich. Bei dieser Ausführung sind auch die rautenförmigen, im Kreis angeordneten Fenster bemerkenswert, die auf die Möglichkeit einer außerordentlich mannigfaltigen Belebung der Konstruktion durch vorgesetzte Lichtflächen hinweisen, deren Begrenzung in irgendeiner Weise den Netzwerklinien folgt.



Querschnitt.



Grundriß.

Abb. 57. Wohnhausdach auf dem Gut Neu-Kahlenberg bei Warburg.

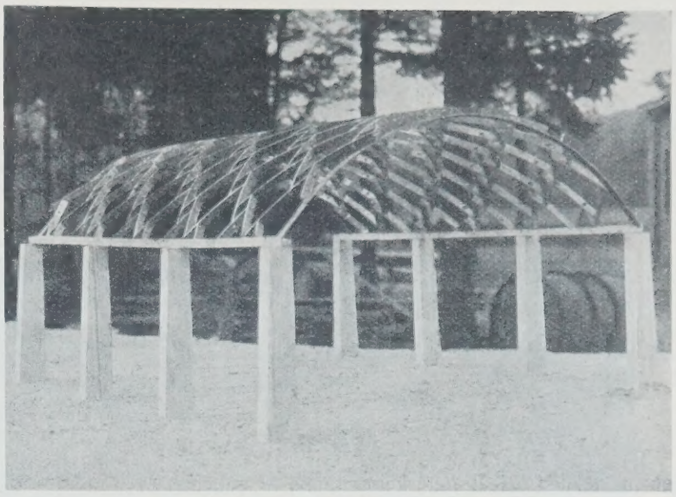
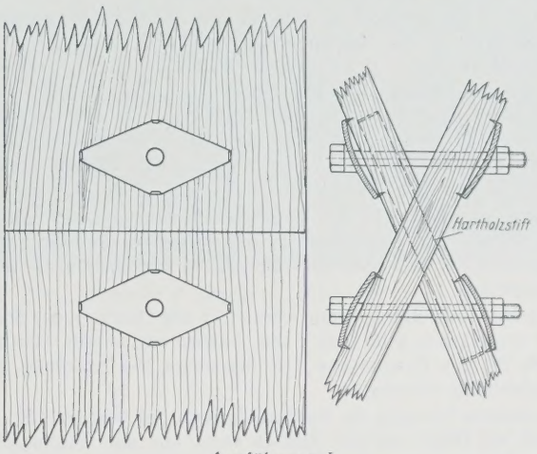
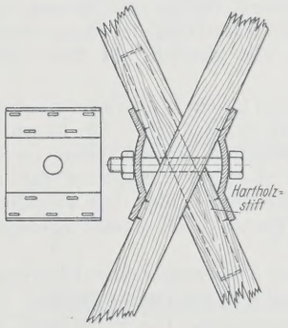


Abb. 55. Rautendach. Grundform a.



Ausführung I.



Ausführung II.

Abb. 56. Knotenpunktausbildung beim Rautendach.

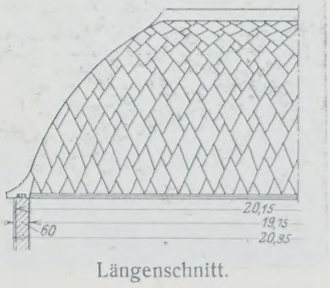
VII. Das Rautendach von Dipl.-Ing. E. Hünnebeck, Hösel. D. R. P.[10]).

(Ausführung: Ruferos Holzbau-Gesellschaft, Hösel.)

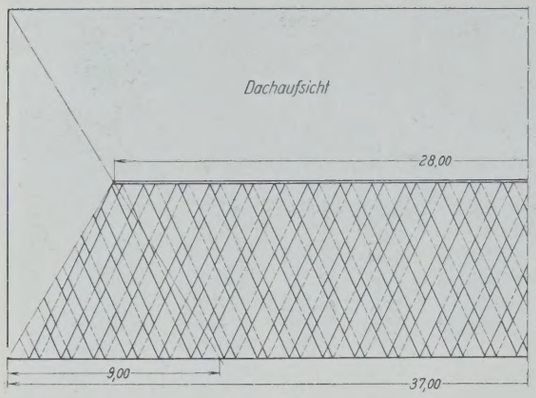
Das Rautennetzwerk wird in zwei verschiedenen Grundformen ausgeführt.

Die Grundform *a* ist aus Abb. 55 zu ersehen. Bei dieser Netzwerkform werden die immer gleichen Stabeinheiten, in Stützvierecken versetzt, zusammengeschlossen, und zwar derart, daß jeder Stab an seinem Ende zweimal durch die Stäbe der anderen Richtung gefaßt wird.

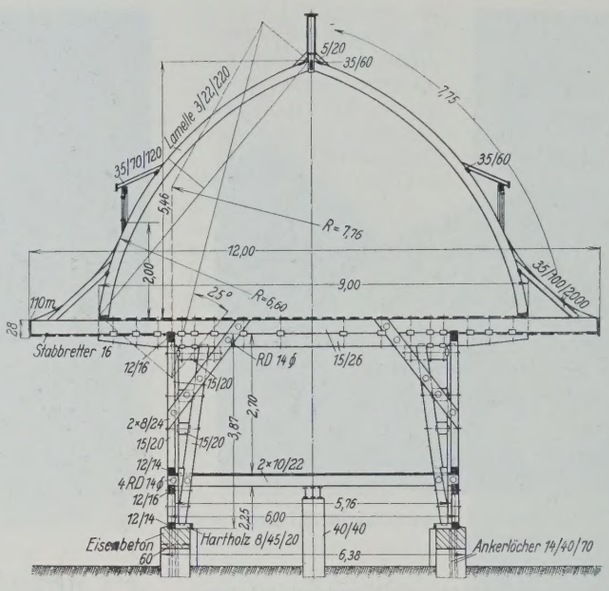
[10]) Lizenzen durch die Rautennetz-G. m. b. H. in Essen, Lindenallee 3.



Längenschnitt.



Grundriß.



Querschnitt.

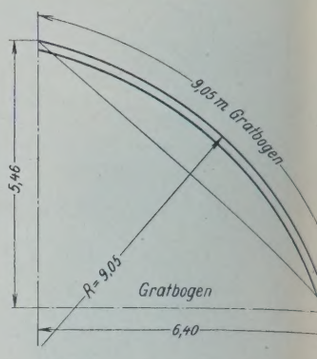


Abb. 58.

Kornlagerhalle der Firma Weiler, Heineberg, Flechtheim A.-G. in Höxter (Weser).

Bei der Grundform *b* entstehen neben den kleinen Rauten (Stützvierecken) große Parallelogramme, in die Füllstäbe von halber Länge derartig eingesetzt sind, daß sich durchlaufende Systemlinien ergeben (vergl. Dachaufsicht in Abb. 58).

Die Ausbildung der Knotenpunkte geschieht in zwei Arten (Abb. 56).

Bei der Ausführung I werden bei jedem Anschluß zweier Stäbe an den durchlaufenden Stab zwei bzw. vier Schraubenbolzen verwendet, die jeweils zwei Stäbe fassen. Als Unterlagscheiben werden in diesem Falle rautenförmige Platten benutzt, die an den Ecken umgebogene Krallen haben.

Bei der Ausführung II, die hauptsächlich für kleinere Spannweiten, Wohnhäuser u. dergl., angewendet wird, werden winkelförmig gebogene Platten genommen, die ebenfalls mit Krallen versehen sind, die in die Hölzer eingreifen.

Bei beiden Ausführungsarten werden in das Hirnholz der Stäbe Hartholzstifte eingelassen (Abb. 56). Die Anwendung dieser Hartholzstifte, von 16 bis 20 mm Durchmesser, ist besonders zur Erzielung einer genauen Aufstellung erforderlich.

Die statische Wirkung der Rautennetzwerke ist sehr günstig, da jeder Normalstab als Träger auf vier Stützen wirkt und das Gesamtgebilde als räumliches Fachwerk außerdem eine hohe Steifigkeit besitzt. Gegenüber den üblichen Ausführungen mit Bindern, Pfetten und Sparren ergibt sich eine Holzersparnis bis zu 40 %. Die Ausbildung der Rautendächer möge an einigen Ausführungsbeispielen, die sämtlich aus dem Jahre 1927 stammen, erläutert werden.

In Abb. 57 ist die Dachkonstruktion für ein Wohnhausdach auf dem Gut Neu-Kahlenberg bei Warburg dargestellt. Sie ist nach Grundform *a* mit kleinen Rauten ausgeführt. Bemerkenswert ist die Aufstellung des Netzwerks durch ein fahrbares Krangerüst, das auf dem vorhandenen flachen Pappdach aufgerichtet wurde. Das Pappdach wurde erst nach Aufbringung des neuen Daches samt dessen Eindeckung mit Ziegeln entfernt.

Bemerkenswert ist die in Abb. 58 gezeigte Kornlagerhalle der Firma Weiler, Heineberg, Flechtheim A.-G. in Höxter (Weser). Das Dach hat, wie im vorigen Beispiel, Spitzbogenform. Das Rautenwerk, das nach Grundform *b* ausgeführt ist, setzt sich hierbei auf die auskragenden Balken des ersten Obergeschosses auf. Im Erdgeschoß ist ein zweistiliger Rahmen vorhanden, der bis auf die Fundamente hinabgeht. In Höhe des Obergeschoßfußbodens werden die Ständer durch den als verdübelten Balken ausgebildeten Riegel verbunden; zur Verdübelung sind Ringdübel benutzt. Ebenso sind die Zangen der Rahmenecken durch Ringdübel an Riegel und Ständer angeschlossen.

Abb. 59 zeigt die Innenansicht des vollendeten Rautennetzwerks und Abb. 60 die Giebelansicht des noch ungedeckten Daches.

Zur Erläuterung der Wirkungsweise der Kräfte soll nachstehend die statische Berechnung des Bogendaches wiedergegeben werden.

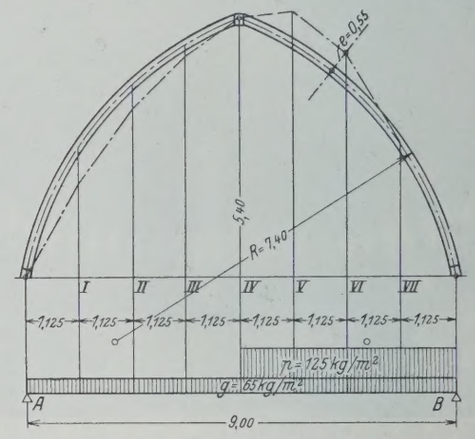


Abb. 61.

Als ungünstigste Belastung wird einseitige Schneelast + Windlast (auf derselben Seite) angenommen. Das System ist ein Dreigelenkbogen (Abb. 61).

Mittlere Neigung des Daches

$$\operatorname{tg}\alpha = \frac{5{,}40}{4{,}50} = 1{,}20;\quad \alpha = 50°.$$

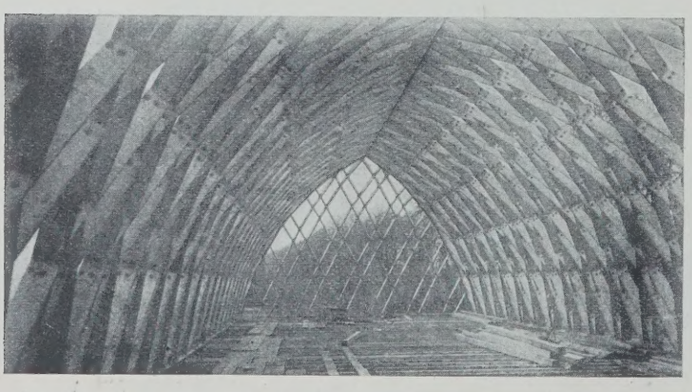


Abb. 59. Innenansicht der Kornlagerhalle während der Ausführung.

Abb. 60. Giebelansicht der Kornlagerhalle während der Ausführung.

Ständige Belastung

Dachpappe	$\frac{5}{\cos 50^\circ}$	$= 8$ kg/m²
Schalung $0{,}02 \cdot 550 \cdot$	$\frac{1}{\cos 50^\circ}$	$= 17$ „
Konstruktion einschl. Bolzen und Nägel		40 „
		65 kg/m²
Schnee		50 „

Wind als lotrechte Last:

$125 \sin^2 50^\circ \approx 75$ kg/m²

Schnee + Wind $= 125$ kg/m²

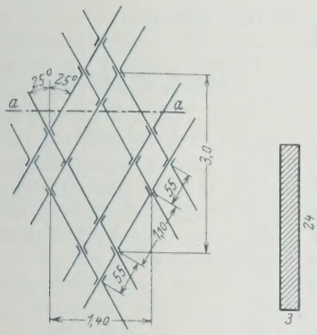


Abb. 62.

Abb. 63.

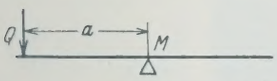


Abb. 64.

Punkt I:

$$y_I = \left(434 \cdot 1{,}125 - 65 \cdot \frac{1{,}125^2}{2}\right)\frac{1}{240} = \frac{459}{240} = 1{,}91 \text{ m}$$

Punkt II:

$$y_{II} = \left(434 \cdot 2{,}25 - 65 \cdot \frac{2{,}25^2}{2}\right)\frac{1}{240} = \frac{835}{240} = 3{,}48 \text{ m}$$

Punkt III:

$$y_{III} = \left(434 \cdot 3{,}375 - 65 \cdot \frac{3{,}375^2}{2}\right)\frac{1}{240} = \frac{1100}{240} = 4{,}58 \text{ m}$$

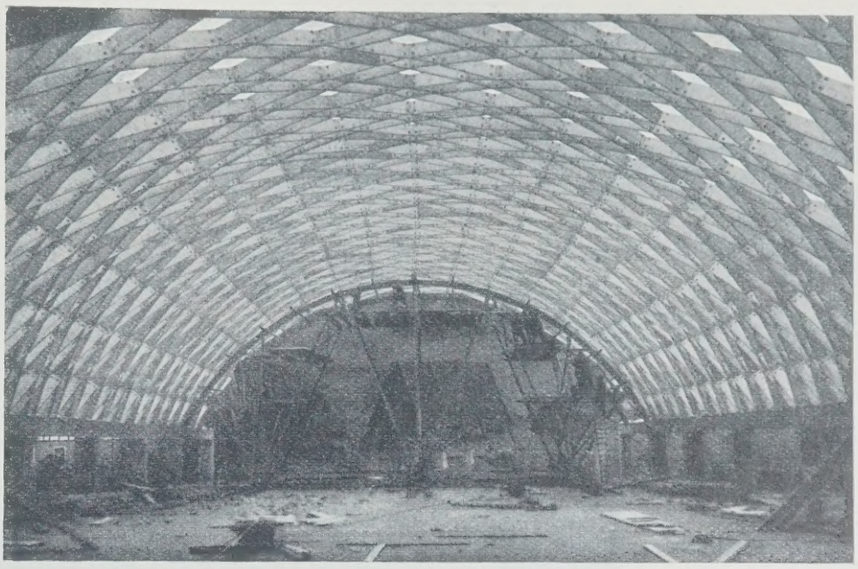


Abb. 66. Innenansicht der Volkshalle in Meggen mit fahrbarem Gerüst.

Lotrechte Auflagerdrücke:

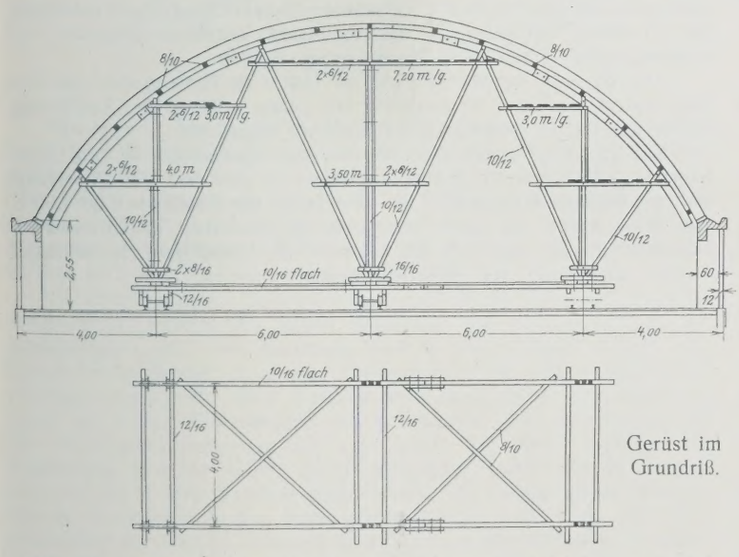
$$A = 65 \cdot \frac{9{,}0}{2} + 125 \cdot \frac{4{,}5^2}{2 \cdot 9{,}0} = 434 \text{ kg}$$

$$B = 65 \cdot 9{,}0 + 125 \cdot 4{,}5 - 434 = 716 \text{ kg}$$

Scheitelmoment:

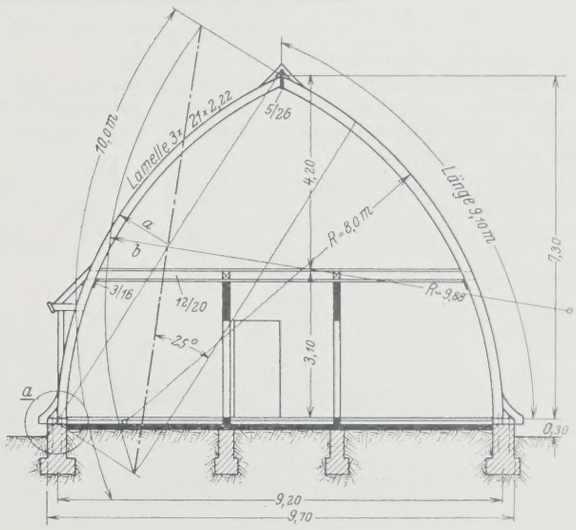
$$M_s = 434 \cdot 4{,}50 - 65 \cdot \frac{4{,}5^2}{2} = 1295 \text{ kgm}$$

Wagerechter Schub $H = \frac{1295}{5{,}4} = 240$ kg.

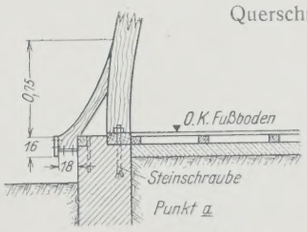


Gerüst im Grundriß.

Abb. 65. Querschnitt der Volkshalle in Meggen mit fahrbarem Gerüst.



Querschnitt.



Einzelheit: Punkt *a*.

Abb. 68. Landarbeiterwohnhaus in Helmern.

Bei gegebener Bogenform werden die Stützlinienordinaten für einseitige Schnee- und Windlast wie folgt bestimmt:

$$M_n = \sum_0^n Pa - Hy = 0$$

$$y_n = \frac{\sum_0^n Pa}{H} = \frac{M_n}{H}.$$

Punkt IV:

$$y_{IV} = \frac{M_s}{H} = \frac{1295}{240} = 5{,}40 \text{ m}$$

Punkt V:

$$y_V = \left(716 \cdot 3{,}375 - 190 \cdot \frac{3{,}375^2}{2}\right)\frac{1}{240} = \frac{1330}{240} = 5{,}55 \text{ m}$$

Punkt VI:

$$y_{VI} = \left(716 \cdot 225 - 190 \cdot \frac{2{,}25^2}{2}\right) \frac{1}{240} = \frac{1130}{240} = 4{,}70 \text{ m}$$

Punkt VII:

$$y_{VII} = \left(716 \cdot 1{,}125 - 190 \cdot \frac{1{,}125^2}{2}\right) \frac{1}{240} = \frac{685}{240} = 2{,}85 \text{ m}$$

max M in Punkt VI.

$$N = \sqrt{V^2 + H^2}$$

$$V = 716 - 150 \cdot 2{,}25 = 287 \text{ kg}$$

$$N = \sqrt{287^2 + 240^2} = 374 \text{ kg}$$

Ausschlag der Stützlinie $e = 0{,}55$ m

$$M = Ne = 374 \cdot 0{,}55 = 206 \text{ kgm}.$$

Abb. 62 zeigt das Konstruktionssystem in der Abwicklung. Es besteht aus rautenförmigen Stabgebilden mit zwei verschiedenen Stablängen.

Stabquerschnitt 3/24 (Abb. 63):

$$F = 3 \cdot 24 = 72 \text{ cm}^2$$

$$W = \frac{3 \cdot 24^2}{6} = 288 \text{ cm}^3$$

$$\sigma = \pm \frac{16\,000}{288} + \frac{145}{72} = \pm 56 + 2$$

$$\sigma_{max} = 58 \text{ kg/cm}^2.$$

Querkräfte an den Stoßstellen (Abb. 64):

$$Q = \frac{M}{a} = \frac{160}{0{,}55} = 290 \text{ kg}.$$

Stoßverbindung: 2 Bolzen, 10 mm Durchm., mit $F = 1{,}57$ cm².
Die Querkraft wird in der Stoßfuge durch Reibung aufgenommen.
Reibungszahl für Holz auf Holz $\mu = 0{,}20$

$$Z = 1{,}57 \cdot 1200 = 1880 \text{ kg}.$$

Reibungskraft $R = 0{,}2 \cdot 1880 = 380 \text{ kg} > 290 \text{ kg}$.
Schubspannung in der Bohle:

$$\tau = \frac{3}{2} \cdot \frac{290}{3 \cdot 24} = 6 \text{ kg/cm}^2 \quad \text{(zulässig 10 kg/cm}^2\text{)}.$$

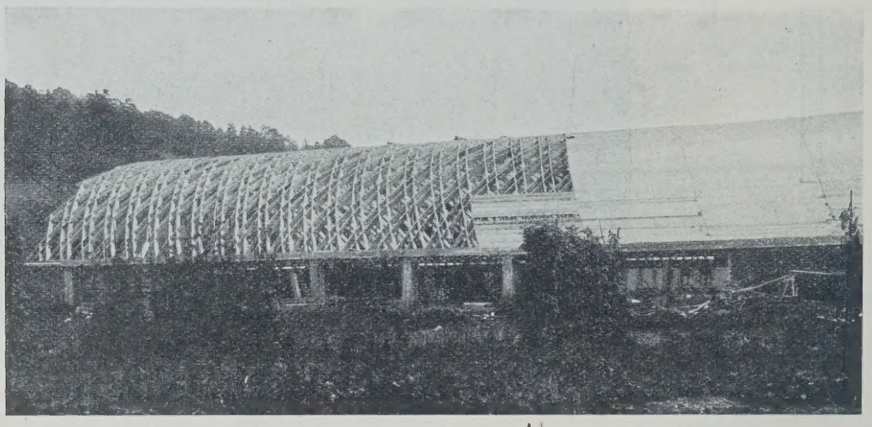


Abb. 67. Außenansicht der Volkshalle in Meggen, zum Teil eingedeckt.

Die Stoßstellen der Stäbe sind derart versetzt, daß in jedem möglichen Schnitt $a - a$ gleichlaufend zur Dachlänge mindestens die Hälfte aller Stäbe stoßfrei und somit in der Lage ist, ohne weiteres Biegemomente aufzunehmen.

Auf 1,40 m Dachlänge entfallen 4 Stäbe,

„ 1,0 m „ „ $\frac{4}{1{,}4} = 2{,}86$ Stäbe.

Stoßwinkel $\alpha = 25°$; $\cos \alpha = 0{,}906$.

Auf einen Stab entfallen unter der Annahme, daß die Stoßstellen keine Momente aufnehmen sollen:

$$M = \frac{206}{\frac{2{,}86}{2} \cdot 0{,}906} = 160 \text{ kgm}$$

$$N = \frac{374}{2{,}86 \cdot 0{,}906} = 145 \text{ kg}.$$

Wie schon beim ersten Beispiel angedeutet, werden die Rautendächer mittels eines fahrbaren Gerüstes aufgestellt.

Ein solches Gerüst ist in Abb. 65 dargestellt, die den Querschnitt durch die Volkshalle in Meggen (Westfalen) zeigt. Das Segmentbogendach hat eine Lichtweite von 18,56 m. Das Rautennetzwerk setzt sich hier auf seitliche Eisenbetonstützen auf, die durch einen durchlaufenden, mit zwei Gelenken versehenen Eisenbetonsturz verbunden sind. Das erwähnte Aufstellgerüst war auf sechs Radsätzen aufgebaut und konnte bequem durch einen Mann bewegt werden.

Abb. 66 zeigt die Innenansicht der Halle, im Hintergrunde das fahrbare Gerüst, und Abb. 67 die Halle von außen während der Ausführung; der rechte Teil ist bereits mit Schalbrettern eingedeckt.

Das nächste Beispiel (Abb. 68) läßt den Querschnitt für ein Landarbeiterwohnhaus in Helmern erkennen, bei dem das Rautendach bis zum Gelände hinabgeführt ist. Die Länge des Hauses beträgt 7,90 m. Das Haus wurde von dem Bauamt des Westfälischen Bauernvereins in Paderborn geplant und stellt sich bei rd. 80 m² Grundfläche, bei schlüsselfertiger Ausführung, auf etwa 7000 R.-M.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Schleusen des Mittellandkanals bei Hannover.

Von den Regierungsbauräten **Schonk** und **Rütjerodt**, Kanalbauamt Hannover.

Schleuse Anderten.

I. Entwurfsgrundlagen.

Lage des Bauplatzes. Für die Fortsetzung des Mittellandkanals bei Hannover ist die in Abb. 1 gezeigte Linie gewählt. Bei Anderten beginnt die rd. 60 km lange Scheitelhaltung; ihr Wasserspiegel liegt auf NN + 65,00 m; zwischen Misburg und Anderten ist die um 15,0 m niedrigere Spiegelhöhe der Haltung Münster—Hannover (NN + 50,0 m) beibehalten, so daß die drei Eisenbahnlinien zwischen km 1,4 und 2,3 ohne Änderung ihrer Höhenlage überführt werden konnten. Wegen der unmittelbaren Nähe des Personenbahnhofs Misburg-Anderten und der bei km 2,3 vorhandenen Bebauung konnte die Schleusenanlage mit Rücksicht auf eine spätere Erweiterung nicht an dieser Stelle errichtet werden. Der untere Vorhafen beginnt deswegen erst südlich der Straßenbrücke bei km 2,5. Das Gelände liegt hier schon 10 m über dem Kanalspiegel und steigt weiterhin bis zur Schleusenbaustelle auf 16 bis 18 m Höhe über dem Spiegel an. Bei dieser erheblichen Abtragshöhe war die möglichste Beschränkung der Bauwerkabmessungen für die Entscheidung über die Bauweise mitbestimmend.

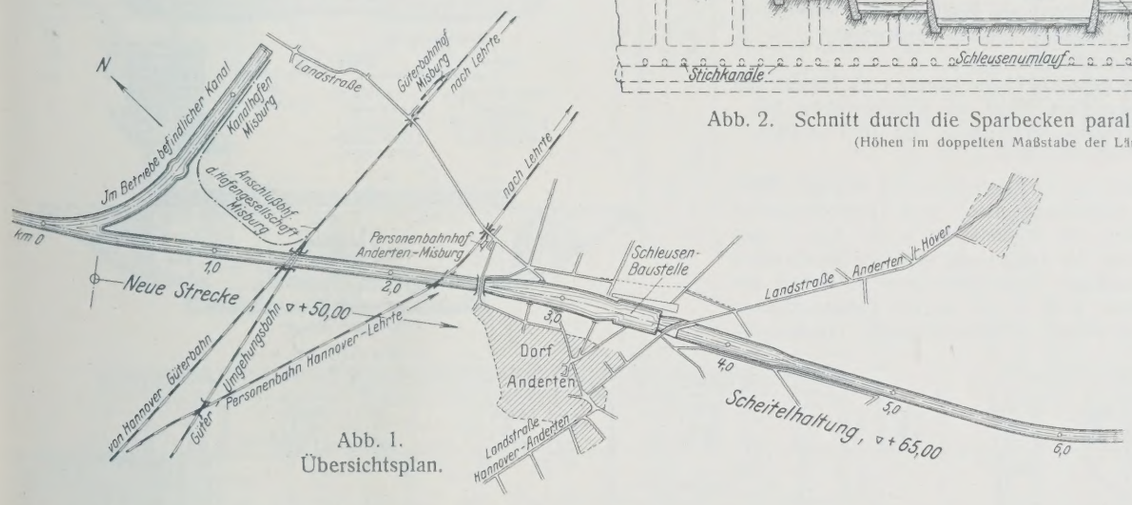


Abb. 1. Übersichtsplan.

Baugrund. Wie in der Veröffentlichung im Zentralbl. d. Bauverw. 1927, Nr. 27, 28 u. 30, über die Baustelleneinrichtung näher ausgeführt ist, stehen zwischen km 2,2 und km 3,6 Kalkmergel von großer Härte an, so daß in Höhe der Bausohle Bodendrücke bis zu 7 kg/cm² zugelassen werden konnten. Südöstlich km 3,6 geht dieser Untergrund in weichere Tonmergel über. Der Bauplatz für die Schleuse war durch diesen Schichtenwechsel auch nach Südosten hin eng begrenzt.

Verkehrsmenge. Dem zu erwartenden großen Durchgangsverkehr entsprechend, werden die neuen Schleusen des Mittellandkanals als Doppelanlagen mit zwei Kammern von je 225 m Länge gebaut; die Kammerbreite beträgt 12 m, die Drempeltiefe 3 m. Eine spätere Erweiterung durch eine dritte Kammer wird vorgesehen. Die Kammern fassen bei diesen Abmessungen einen Schlepper und drei Kähne mit 600 t oder einen Schlepper und zwei Kähne mit 1000 t Ladung. Bei 16stündigem Betriebe sollen als Höchstleistung mindestens 20 Doppelschleusungen in jeder Kammer möglich sein. Es sei hier gleich bemerkt, daß die Schleuse Anderten noch leistungsfähiger sein wird. Bei einer Ausnutzung der 2000-t-Ladefähigkeit mit 60 % (volle Hinfracht, $^1/_5$ Rückfracht) und bei 270 16stündigen Betriebstagen im Jahre befördern beide Kammern zusammen 18,1 Mill. t, wenn der Verkehr nach beiden Richtungen gleich stark ist („volle Kreuzungen"); 13,6 Mill. t, wenn der gesamte Verkehr nur nach einer Richtung geht; 15,6 Mill. t, wenn die eine Richtung die andere doppelt im Verkehr übertrifft („halbe Kreuzungen").

Wahl der Bauart. Nach den Speisungsplänen für die Scheitelhaltung des Mittellandkanals wird der gesamte Wasserverbrauch der Schleusenanlage bei Anderten in die obere Haltung zurückzufördern sein.

Es sind eingehende Untersuchungen zwecks Auswahl der unter dieser Voraussetzung wirtschaftlichsten Bauweise für die neuen Schleusen angestellt worden, dabei wurden die Bau- und Betriebskosten der verschiedenen Ausführungen, die Pumpkosten, die Leistungsfähigkeit der Schleusen und auch der Zeitverlust für die Schiffahrt verglichen; die Leistungsfähigkeit wurde sowohl für den normalen Betrieb der Doppelschleuse wie auch für den Fall gewertet, daß bei Störungen nur die eine Anlage im Betriebe ist, in beiden Fällen für „volle" und „halbe Kreuzungen". Bei den Berechnungen der Schleusungszeiten sind die Ein- und Ausfahrgeschwindigkeit der Schleppzüge zwischen Schleuse und Vorhäfen entsprechend andernorts gemachten Betriebserfahrungen zu 0,6 m/Sek. i. M., die Überfahrtgeschwindigkeit in Schleusentreppen nach praktischen Schleppversuchen in der 350 m langen Kammer der Weserschleuse in Dörverden zu 0,3 m/Sek. i. M. angesetzt.

An den Schleusen in der durchgehenden Kanalstrecke kam eine Verteilung der im Schleppzuge ankommenden Fahrzeuge auf mehrere nebeneinander liegende Einzelschleusen nicht in Frage, da die hierbei nötigen vielfachen Kreuzungen der ein- und ausfahrenden Schiffe, besonders bei Seitenwind, eine glatte, störungsfreie Abwicklung des Verkehrs unmöglich gemacht hätte. Es sind daher nur Schleppzugschleusen berücksichtigt worden.

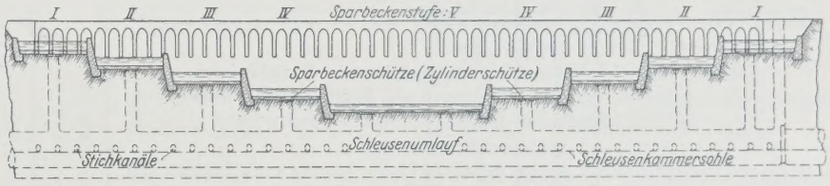


Abb. 2. Schnitt durch die Sparbecken parallel zur Kammerachse.
(Höhen im doppelten Maßstabe der Längen.)

Für die in Anderten gegebenen Verhältnisse sind untersucht:

a) Schleusen mit offenen Sparbecken.

Um die Bildung von pendelnden Längswellen in der Schleusenkammer einzuschränken und eine möglichst ruhige Lage der Schiffe in der Schleusenkammer zu erreichen, sind Anordnungen entworfen, bei denen gemäß Abb. 2 die Sparbecken I bis IV in je zwei symmetrisch zur Schleusenmitte liegende Teilbecken geteilt werden.

Ferner sind Vergleichsentwürfe für Schleusen mit doppelten Umläufen aufgestellt, bei denen die einzelnen Sparbecken ihr Wasser dem Betriebsumlaufe stets am gleichen Punkte zuführen (vergl. den Aufsatz über die Bauten des Ems-Weser-Kanals bei Minden i. W. in der Zeitschr. f. Bauw. 1921, Abb. 18, S. 249).

b) Schleusen mit Wasserspeichern, d. h. stockwerkweise übereinander liegenden Sparbecken.

Diese Sparbecken können nach dem Vorbilde der Mindener Schleuse so gebaut werden, daß die Zwischendecken in allen Speichern auf gleichen Höhen liegen; es sind jedoch auch Vergleichsentwürfe — gemäß einem Vorschlage des Zivilingenieurs Br. Schulz in Berlin-Grunewald — untersucht, bei denen statt der fünf Beckengruppen von 1,8facher Kammerfläche, die die Schleuse Anderten erhalten hat, acht Beckengruppen von 0,8facher Kammerfläche angeordnet waren. Die halbe Anzahl der Speicher enthielt dann nur die Becken der Gruppen 1, 3, 5 und 7, die andere die der Gruppen 2, 4, 6 und 8. Bei dieser Anordnung — die den gleichen Wasserverbrauch ergibt — wird eine Zwischendecke in jedem Speicher erspart, dagegen geht der Vorteil verloren, daß die Schleusenkammer das Speicherwasser bei allen Schleusungsstufen an denselben Zuflußstellen erhält und abgibt.

c) Zweistufige Schleusentreppen, wobei jede Schleuse von 7,5 m Gefälle zwei Sparbeckenstufen in offener oder in Speicherform erhielt.

d) Für ein Hebewerk lag ein Entwurf vor, der von den Firmen Dyckerhoff & Widmann in Biebrich, der Demag in Duisburg, der Gute-Hoffnungshütte in Oberhausen und den Siemens-Schuckert-Werken gemeinsam bearbeitet war. Er sah einen eisernen Trog von nur 145 m Nutzlänge vor, der an Drahtseilen mit Gegengewichten hängen und durch drei Spindeln an jeder Trogseite bewegt werden sollte.

Auf die Vergleiche und ihre Zahlenergebnisse einzugehen, fehlt der Raum. Als die wirtschaftlichste und bei wechselnden Betriebsverhältnissen anpassungsfähigste Bauweise für Anderten ergab sich die doppelte Schachtschleuse mit zwei voneinander vollkommen unabhängigen Kammern und mit Sparbecken in Speicherform nach dem Mindener Vorbilde.

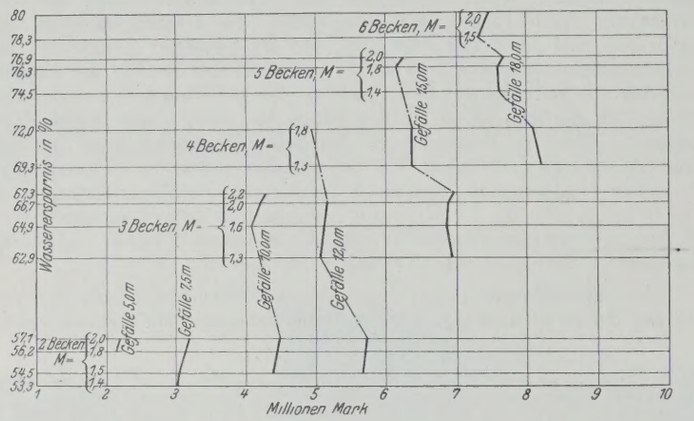


Abb. 3. Wirtschaftlichkeit von Sparbecken in Speicherform. Kostenaufwand für die Spareinrichtungen und kapitalisierte Pumpkosten.

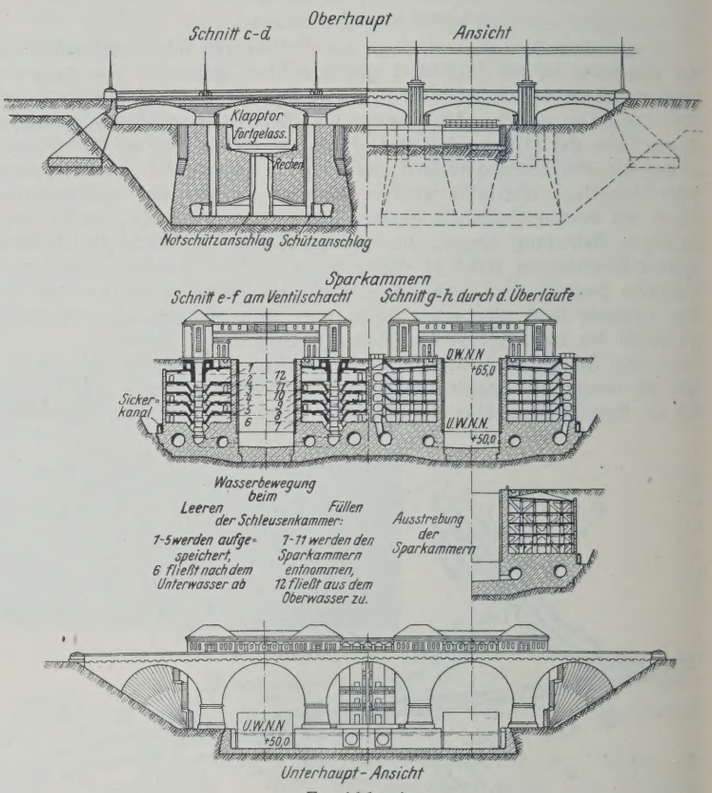
$$M = \frac{\text{Gesamtnutzfläche der Becken eines Stockwerks}}{\text{Schleusenkammerfläche.}}$$

1,2 fache Vorkriegspreise, gültig (einschl. Unterhaltung und Erneuerung der Anlagen) für eine Schleuse mit 2800 m² Kammerfläche bei 6000 Schleusungen/Jahr und einem Strompreise von 0,04 M/kWh.

Auch für die günstigste Anzahl der Speicherstockwerke und das dabei günstigste Verhältnis zwischen Schleusenkammer- und Sparbeckenfläche sind Untersuchungen durchgeführt. Ihr Ergebnis ist in der Abb. 3 dargestellt. Für Anderten ist hiernach die Ausführung von fünf Stockwerken festgelegt worden, die eine nutzbare Grundfläche vom 1,8fachen der Kammerfläche haben. Durch diese Wahl ist die für die Zwischendecken verfügbare Bauhöhe im Vergleich zu der Schachtschleuse in Minden, die bei 14,68 m Höchstgefälle nur vier Stockwerke aufweist, beschränkt worden und bei Ausarbeitung des endgültigen Bauentwurfs eine abweichende Konstruktion der Decken und eine engere Stützenstellung notwendig geworden.

Hydraulische Angaben. Bevor auf Einzelheiten des Bauwerks eingegangen wird, seien einige Angaben über die hydraulischen Verhältnisse der Schleuse eingeschoben:

Die gesamte Fläche einer Schleusenkammer beträgt rd. 2800 m², die Wasserfüllung rd. 42 000 m³. Die gesamten Sparbecken eines Stockwerkes haben eine Grundfläche, i. L. zwischen den Umfassungsmauern der Speicher gemessen, von rd. 5900 m², gleich dem 2,1fachen der Kammer-



Zu Abb. 4.

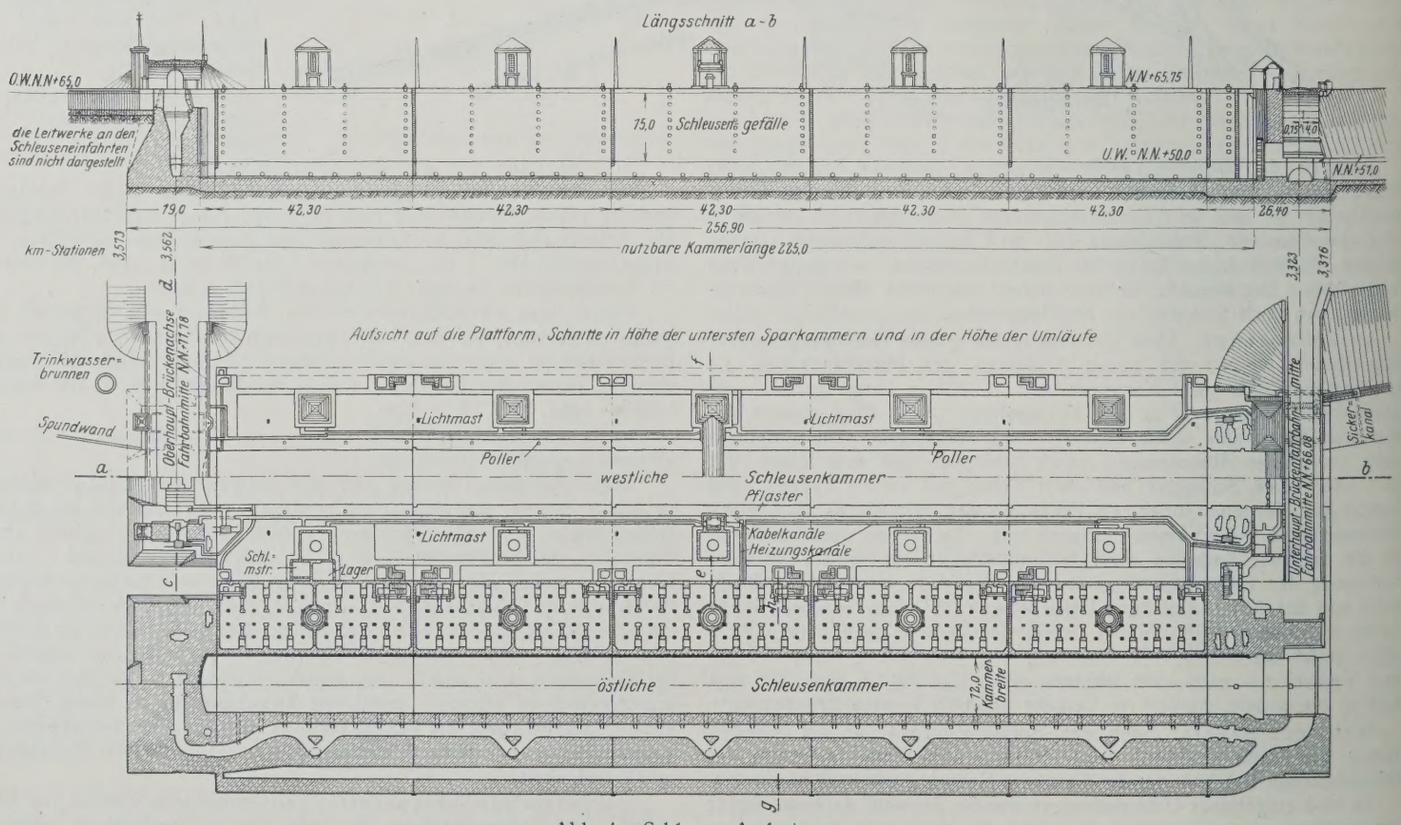


Abb. 4. Schleuse Anderten.

fläche. Die Stützen, Streben, Mittelquermauern, Treppenhäuser und Überfallschächte nehmen hiernach eine Grundfläche von i. M. dem 0,3fachen der Kammerfläche ein. Die Ausspiegelung zwischen der Schleusenkammer und den Sparbecken wird bei 0,15 m Restgefälle unterbrochen; die Becken speichern hierbei rd. 31 500 m³ Wasser, d. s. 75% der Kammerfüllung, auf. Die Zeit für das Füllen bezw. Leeren einer Sparbeckenstufe ist auf 75 Sek. einschließlich von 2 · 10 Sek. für die Ventilbewegungen bemessen. Die mittlere Hubgeschwindigkeit in der Schleuse beträgt hierbei 3 cm/Sek., die größte etwa 6 cm/Sek. Diese hohen Werte sind nach den Erfahrungen in Minden zulässig, da den Schleusenumläufen das Wasser aus den Sparbecken stets an denselben Punkten und verteilt über die ganze Schleusenlänge zuströmt. In dieser ohne Störung der ruhigen Schiffslage ermög-

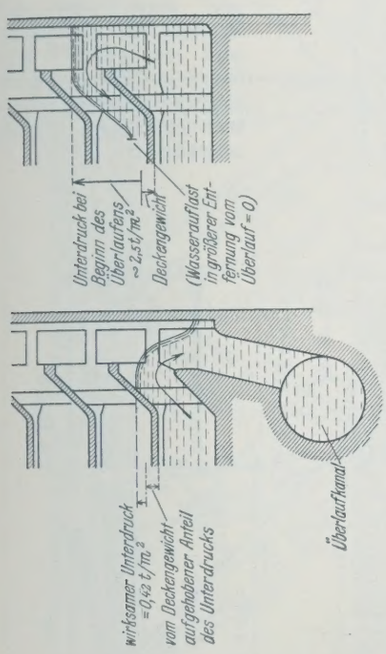


Abb. 6. Unterdruckbelastung der untersten Speicherdecke bei Ventilbruch im untersten Becken für Speicher ohne Überlaufkanal, mit Überlaufkanal.

Zu Abb. 5.

Abmessungen der normalen Stützen.

im Sparbecken	Betonquerschnitt	Bewehrung
I	36 · 36 cm	8 R.-E. 14 mm
II	43 · 43 „	8 „ 16 „
III	45 · 45 „	4 „ 18 „ + 4 R.-E. 16 mm
IV	50 · 50 „	4 „ 20 „ + 4 „ 18 „
V	55 · 55 „	8 „ 20 „

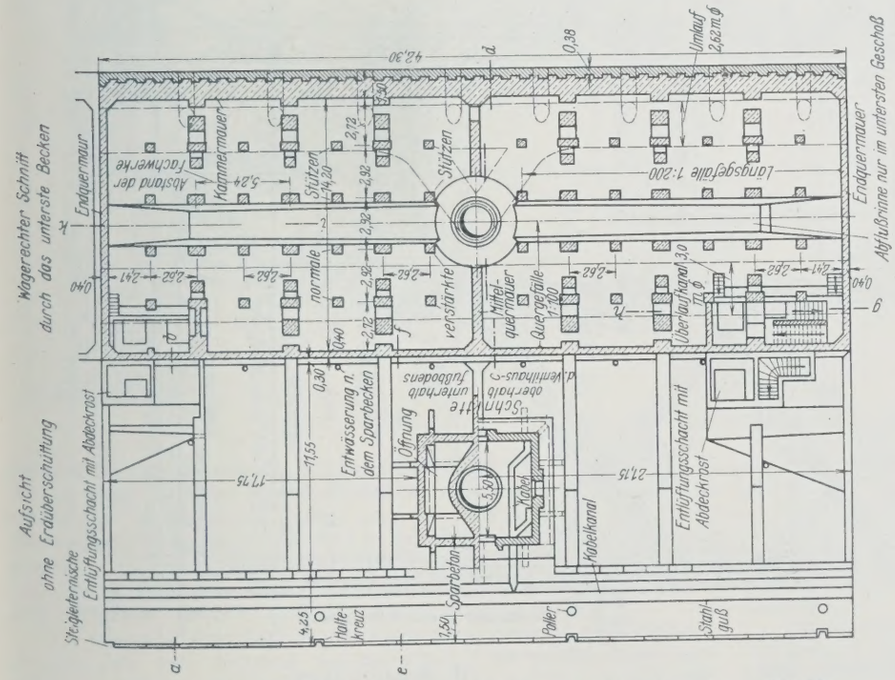
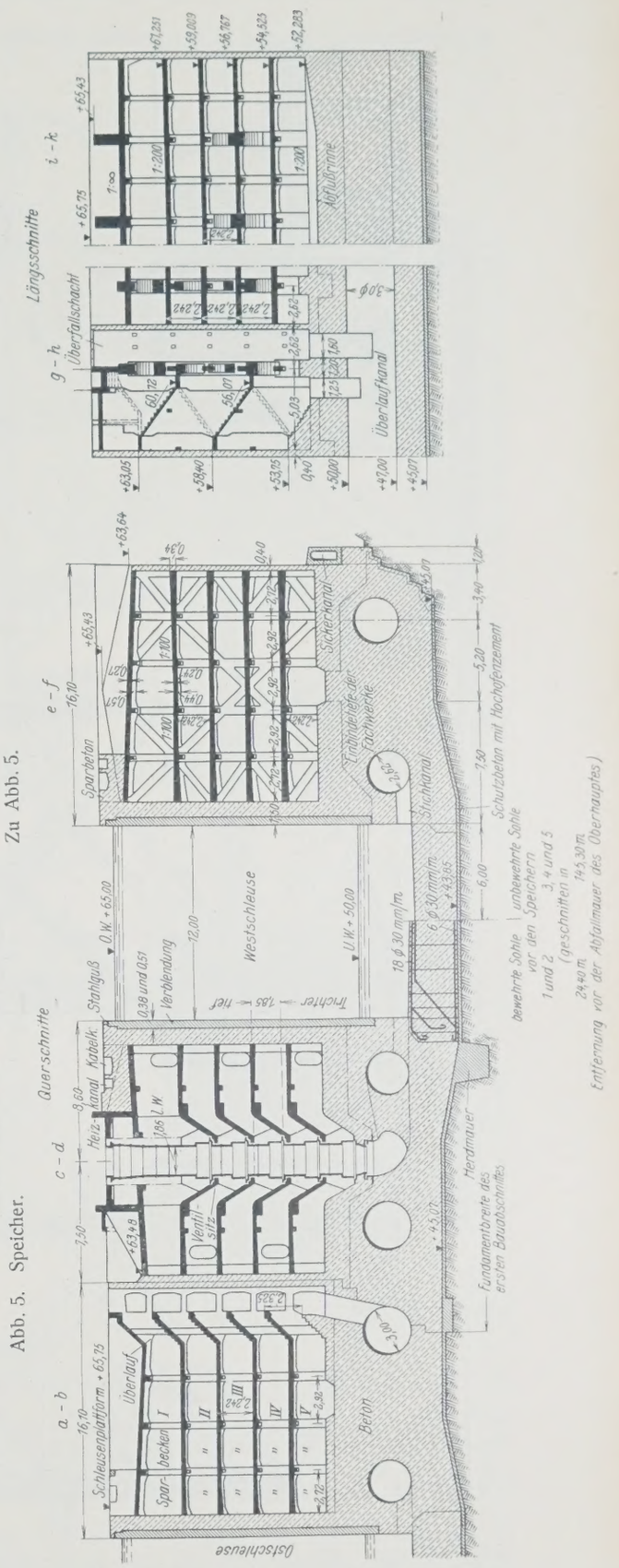


Abb. 5. Speicher.



Zu Abb. 5.

lichten hohen Hub- und Senkgeschwindigkeit liegt einer der Hauptvorzüge der gewählten Schleusenbauart.

Für den Ausgleich der letzten rd. 3,8 m Gefälle mit den Kanalhaltungen ist die Abflußmenge auf 40 m³/Sek. beschränkt, um zu starke, der Schiffahrt gefährliche Schleusungswellen in den Haltungen zu verhüten. Die Schleusen haben, wie es durch die Anordnung der Speicher ohnehin bedingt war, Umläufe und Stichkanäle auf die gesamte Kammerlänge erhalten. Die Umlaufquerschnitte (und die gleich großen Durchflußquerschnitte der Umlaufschützen) sind so bemessen, daß sich die Wasserstände in rd. $5\frac{1}{2}$ Min. ausspiegeln. Dabei sollen die Umlaufschütze normal in drei Teilhüben geöffnet werden, so daß bei jedem Hube anfangs die zulässige Höchstleistung von 40 m³/Sek. erreicht wird. (Die mittlere Durchflußmenge während der ersten beiden Teilhübe wird etwa 35 m³/Sek. betragen.)

Die gesamte Füllzeit bis zu einem Restgefälle von 0,15 m, gegen das das Tor geöffnet werden kann, beträgt rd. 12 Min.; die durchschnittliche Hubgeschwindigkeit der ganzen Schleusung ist also $\frac{15{,}0}{12} = 1{,}25$ m/Min. = rd. 2 cm/Sek.

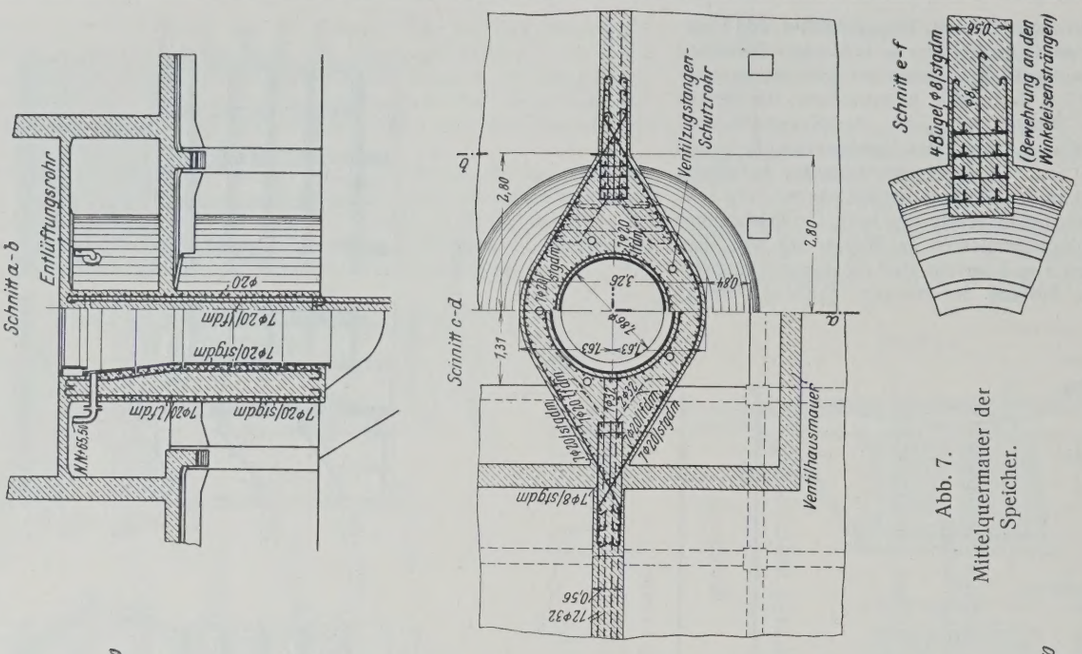
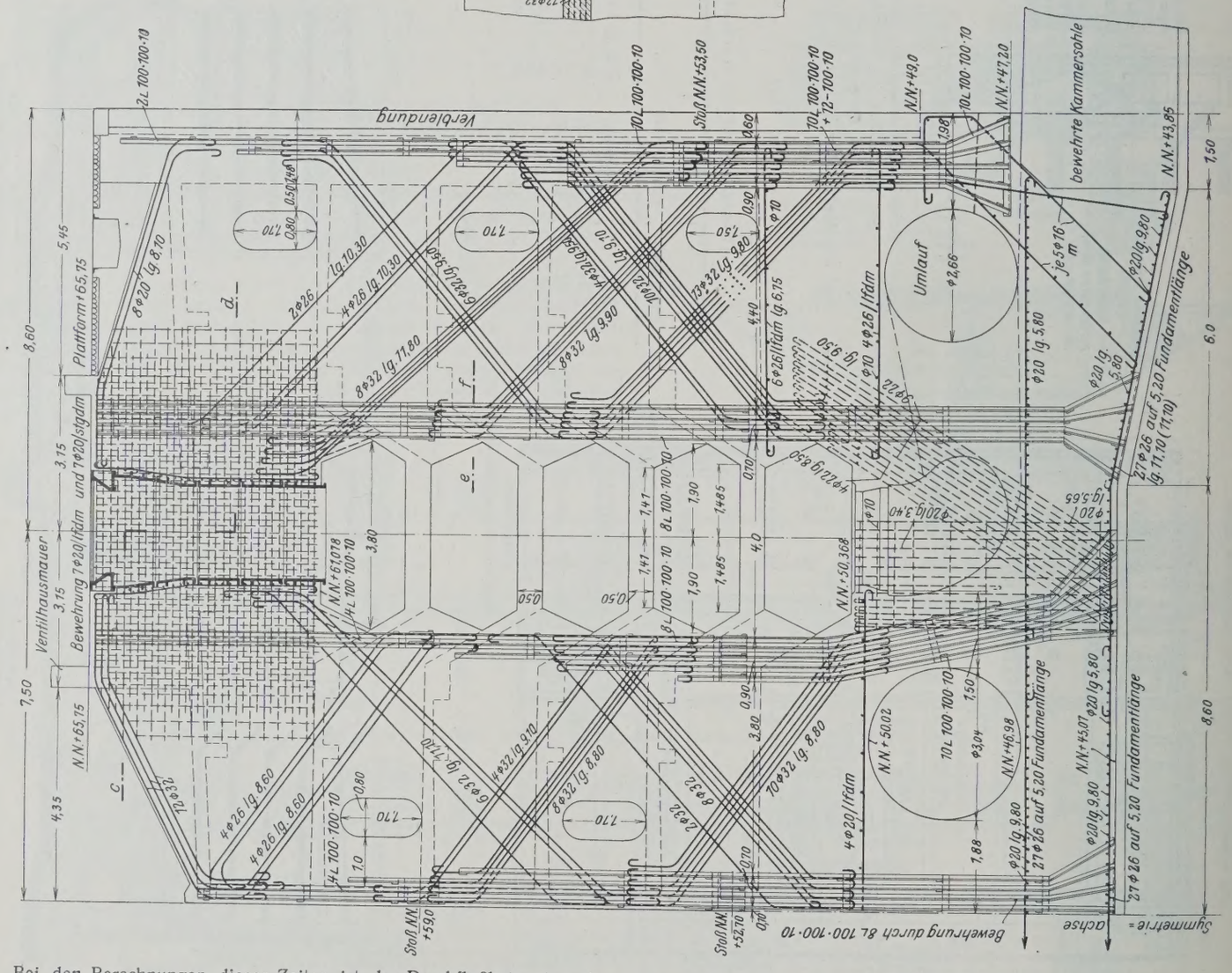


Abb. 7. Mittelquermauer der Speicher.

wirklicht werden, weil sie größere Durchflußquerschnitte verlangen. Da nach den Erfahrungen in Minden ein schnelles Öffnen der Sparkammerventile ohne Nachteil ist, wäre eine geringere Hubgeschwindigkeit nur für die Umlaufschütze in Frage gekommen. Bei der großen Wassertiefe aber, die in Sparschleusen vor Öffnung der Umlaufschütze schon oder noch unter dem Schiffsboden vorhanden ist, wird der durch langsames Öffnen dieser Schütze bei solchen Schleusen erreichbare Nutzen zurücktreten.



Bei den Berechnungen dieser Zeiten ist der Durchflußbeiwert nach Messungen an der Mindener Schachtschleuse zu 0,7 angesetzt. Die größte Wassergeschwindigkeit in den Umläufen ist bei Ausspiegelung mit den Sparbecken 1,4 m/Sek., mit den Haltungen 3,7 m/Sek., die größte Austrittsgeschwindigkeit aus den Stichkanälen (bei Ausspiegelung mit den Sparbecken) rd. 3,0 m/Sek.

Die Anregungen der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin, wonach es sich im allgemeinen zur Erzielung ruhiger Schiffslage empfiehlt, die Umlaufverschlüsse nicht absatzweise, sondern gleichmäßig langsam anzuheben, konnten bei der Schleuse Anderten nicht mehr ver-

II. Bauausbildung.

Eine Übersichtszeichnung der gesamten Schleusenanlage ist in Abb. 4 gegeben.

Von größter Bedeutung für die Baugestaltung war, daß die Betonversuche[1]) die Möglichkeit ergeben hatten, zuverlässig wasserundurchlässigen Beton herzustellen. Auf dichtende Einlagen, wie Asphaltpappisolierungen, ist daher verzichtet worden. Anderseits gebot das stärkere Schwinden des weich einzubringenden Betons Vorsicht sowohl bei Be-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 13, S. 187.

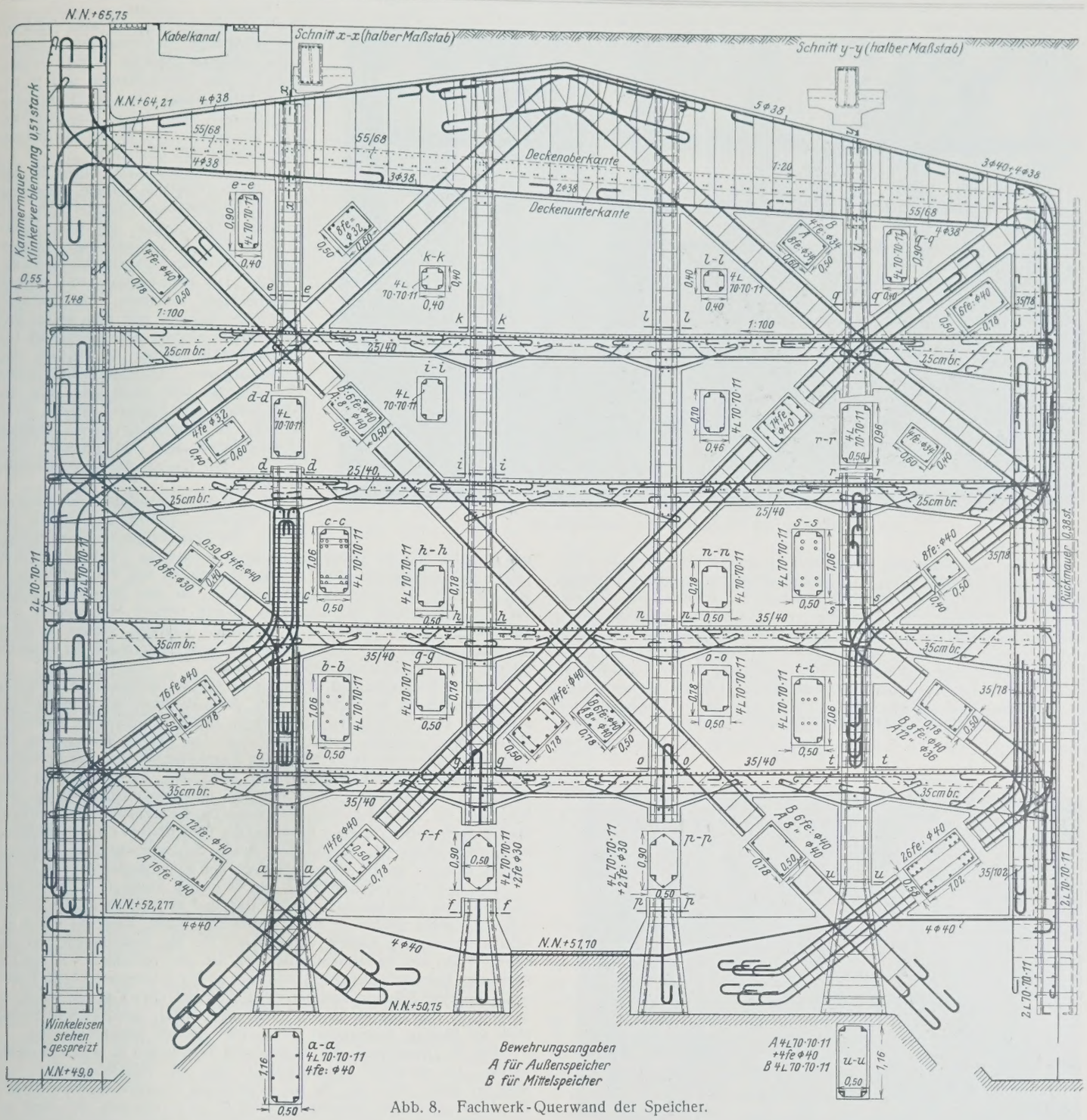


Abb. 8. Fachwerk-Querwand der Speicher.

messung der Gesamtgröße der einzelnen Bauteile wie bei ihrer Gestaltung. Wo in sonst massigen Bauteilen dünnere Zwischenstücke oder Durchbrechungen unvermeidlich waren, sind die Querschnittswechsel durch Eiseneinlagen so bewehrt, daß etwa in den Ecken und über den Umlaufscheiteln eintretende Schwindrisse sich nicht durch den ganzen Körper fortsetzen können; aus dem gleichen Grunde sind auch die Schützenschächte in den Häuptern durch Eisenbewehrungen umsäumt.

Die wasserberührten Flächen der Sparbecken, Umläufe und Schützenschächte sind nach Erhärtung mit doppeltem 2 cm starken Torkretputz versehen. Auf der Oberfläche der Speicherdecken und in den Umläufen ist die zweite Putzlage unmittelbar nach der Herstellung glattgestrichen, da die Rauhigkeit des unbearbeiteten Torkretputzes zu ungünstige Durchflußbeiwerte bedingen würde. Der ausgeführte Torkretputz zeigt an Wandflächen und Unterseiten die erwartete Haftfestigkeit, dagegen waren auf den Deckenoberflächen, besonders in der Nähe der Wände und Stützen, und auf den Umlaufsohlen vielfach hohlklingende Flächen auszustemmen und neu zu putzen. Die einwandfreie Herstellung eines gleichmäßigen Torkretputzes bereitet an solchen Stellen Schwierigkeiten, da sich der beim Torkretieren in erheblicher Menge abprallende Sand leicht zu trennenden Zwischenschichten im Putz und auf der Putzunterlage ansammeln kann.

Die Eiseneinlagen im Beton haben zur Erzielung einer dauernden Rostsicherheit mindestens 5 cm, in starken Bauteilen, wie u. a. den Kammersohlen und der Stirnmauer des Unterhauptes, sogar 10 cm Betonüberdeckung erhalten; bei verputzten Flächen ist die Putzstärke in diesen Maßen eingerechnet.

Die Kammermauern der Schleuse sind, soweit sie den Angriffen der Schiffskörper ausgesetzt sind, mit Klinkern verblendet. Damit diese Verblendung nicht die — vor allem beim Speicherbau nötige — Betonierung in hohen Schichten behinderte, hat sie senkrechte Verzahnung mit dem Beton statt der bisher üblichen wagerechten erhalten. Sie ist mindestens zwei Wochen vor der Betonierung des Bauabschnittes gemauert und 38 cm stark mit 51 cm starken in den Beton einbindenden Vorlagen ausgeführt, damit sie dem Druck des weichen Betons standhielt. Einzelheiten sind schon in der Veröffentlichung im Zentralbl. d. Bauverw. 1927, Nr. 30, enthalten.

Speicher. Auf den charakteristischen Teil der Schleuse, die Speicher (Abb. 5), sei nur näher eingegangen, soweit ihre Bauart von der Mindener abweicht.

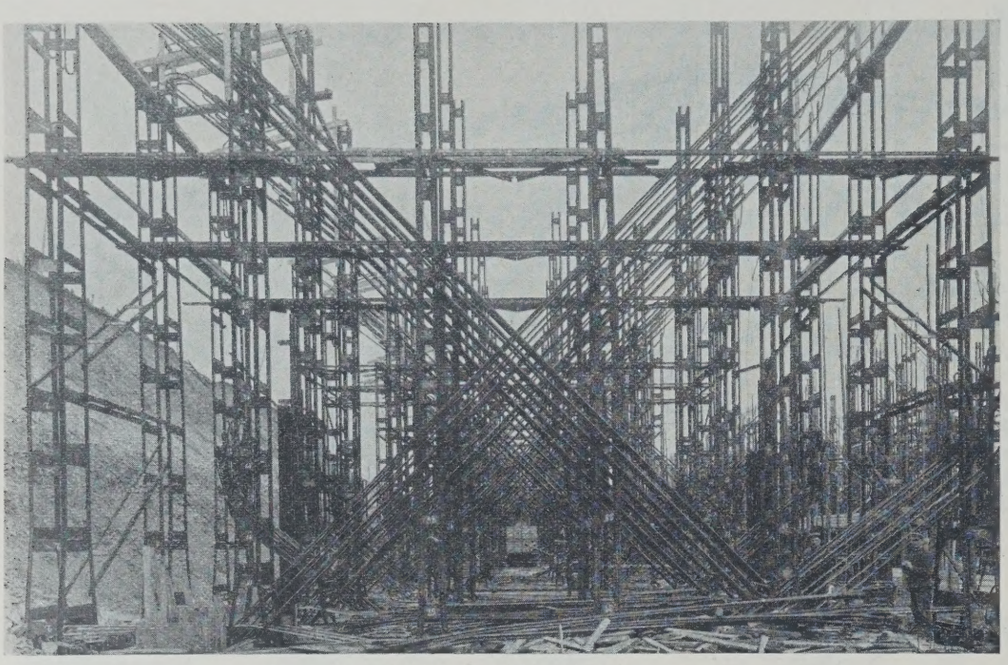


Abb. 9. Blick in der Längsachse der Außenspeicher.

Da für beide Schleusen in Anderten zusammen 100 Sparbecken herzustellen waren, waren Vorkehrungen vorteilhaft, die den bei Ventilbruch möglichen Innendruck in den Becken soweit beschränken, daß die eintretende Umkehrung aller Momente keine besondere Eisenbewehrung bedingt. Die Überläufe der Becken sind deswegen auf beide Beckenhälften verteilt und an besondere Kanäle von 3 m l. Durchm. angeschlossen, die ins Unterwasser ausmünden und so bemessen sind, daß sie, selbst wenn gleichzeitig zwei der untersten Ventile bei offenem Obertor brechen sollten, die nun unter dem hohen Druck einströmende große Wassermenge (rd. 55 m³/Sek.) ohne Rückstau abführen. Der Vorteil gegenüber der Mindener Anordnung geht aus Abb. 6 hervor. Eine fehlerhafte Ventilbedienung ist durch elektrische Blockung aller Antriebe und selbsttätige Steuerung der Ventilantriebe unmöglich gemacht. (Vergl. hierüber unter V.) Die Überlaufkanten sind je rd. 0,1 m höher gelegt, als sich die Beckenwasserstände bei voller Ausspiegelung und bei einem um 25 cm überhöhten Oberwasserstande einstellen.

Die Sparbeckendecken tragen die bei Ventilbruch mögliche größte Belastung von rd. 2,9 t/m² ohne Überschreitung der zulässigen Spannungen, also ohne Rissegefahr. Die Deckenunterzüge müssen über den Speicherwasserständen den zum Abzuge der verdrängten Luft nötigen Zwischenraum freilassen. Die hiernach verfügbare Bauhöhe von etwa 40 cm war unerwünscht niedrig, doch reichte sie bei kreuzweiser Bewehrung der Decken, also Anordnung von Unterzügen in Längs- und Querrichtung, noch eben aus. Von der Ausführung unterzugloser Decken (Pilzdecken) ist abgesehen, weil ohnehin Deckenverstärkungen mit größerer Bauhöhe in den Ebenen der Querfachwerke nötig sind.

Die Umfassungswände der Speicher sind ebenfalls kreuzweise doppelt bewehrt. Der Bewehrungsquerschnitt beträgt mit Rücksicht auf die Schwindspannungen mindestens 7 R.-E. 16 mm/m in jeder Lage, das sind für die 0,4 m starken Hinter- und Endquerwände in jeder Richtung 0,7% des Betonquerschnitts. An den Einbindungsstellen der Deckenunterzüge und allgemein in den unteren Stockwerken sind die 0,4 m starken Wände aus statischen Gründen stärker bewehrt, besonders sind es die Endquerwände, die vom Wasserdruck der Kammerfüllung hoch auf Schub beansprucht werden.

Für die Standsicherheit der Speicher, die der wechselnden Belastung durch Wasserdruck bei voller Kammer, durch Erddruck bei leerer Kammer ausgesetzt sind, mußten bei der geringen Breite der Bausohle besondere Vorkehrungen getroffen werden, und zwar sind zwecks Verringerung des bei leerer Schleusenkammer wirkenden Kippmomentes und des Auftriebes an den äußeren Schleusenlängsseiten begehbare, ins Unterwasser ausmündende Sickerkanäle erbaut, die den Grundwasserstand hinter den Speichern bis dicht über den Unterwasserstand absenken. Die mittleren Speicherreihen sind vor einer Belastung der Hinterfläche, die bei Anfüllung der Zwischenfuge mit Wasser bei vollen Schleusenkammern eintreten könnte, bewahrt, indem diese Fuge nach den Fallschächten entwässert ist.

Die hohlen Speicheroberteile, die in leerem Zustande trotz der Erdüberschüttung verhältnismäßig leicht sind und für sich allein den großen äußeren Kräften gegenüber nicht standsicher wären, sind mit ihrem gesamten Fundament zugfest verbunden. Da die Bodendrücke auf der Bausohle (an der Fundamenthinterkante, bei den Speichern vor den unbewehrten Kammersohlenabschnitten auch an der Vorderkante) beim Füllen und Leeren der Schleusenkammer zwischen 0 und etwa 5 kg/cm² wechseln, werden die Fundamente an den durch die Umläufe geschwächten Stellen stark auf Biegung beansprucht und mußten deshalb bewehrt werden.

Für die Überführung der wagerechten Belastungen in die Fundamente reichen die massiven Endquermauern und die Mittelquermauern der Speicher allein nicht aus, da sie nicht genug Fundamentgewicht fassen. Die Mittelquermauern konnten überdies für den Lastanteil, der dann auf sie entfallen wäre, nicht ausreichend bewehrt werden, obwohl die durch die Ventile getrennten beiden Hälften der Mittelquermauern im oberen Teil durch eine das Schachtrohr umgreifende Verstärkung zu gemeinsamer Wirkung als Rahmen zusammengefaßt sind (Abb. 7). Es sind deswegen in jeder zweiten Stützenreihe, d. h. in jeder Speicherhälfte drei weitere Querwände in Form ausgestrebter Fachwerkrahmen eingebaut. Sie sind in Abb. 8 dargestellt. Die Fachwerkstreben lassen in jedem Stockwerk mindestens ein Stützenfeld frei, so daß für das Einbringen der Ventile Platz ist und auch der schnelle Wasserabfluß erleichtert wird.

Um den Fachwerkwänden eine ähnliche Steifigkeit wie den massiven Querwänden zu geben und sie so an der Aufnahme der wagerechten Belastungen auch wirklich zu beteiligen, sind die sonst zugelassenen Spannungen bei ihrer Bemessung auf $^2/_3$ vermindert. Die Fachwerke erhalten daher außerordentlich kräftige Bewehrungen mit zahlreichen bis 40 mm starken Rundeisen. Stoßverbindungen solcher Eisen sind kaum einwandfrei und jedenfalls nicht ohne teuren Aufwand und ohne Störung des flotten Baubetriebes ausführbar, deswegen sind Stöße durch entsprechende Wahl des Bauvorganges hier ganz vermieden.

Nach Vollendung der unteren Fundamentabschnitte wurden eiserne, aus je vier mit den Schenkeln nach außen gekehrten Winkeleisen mit an

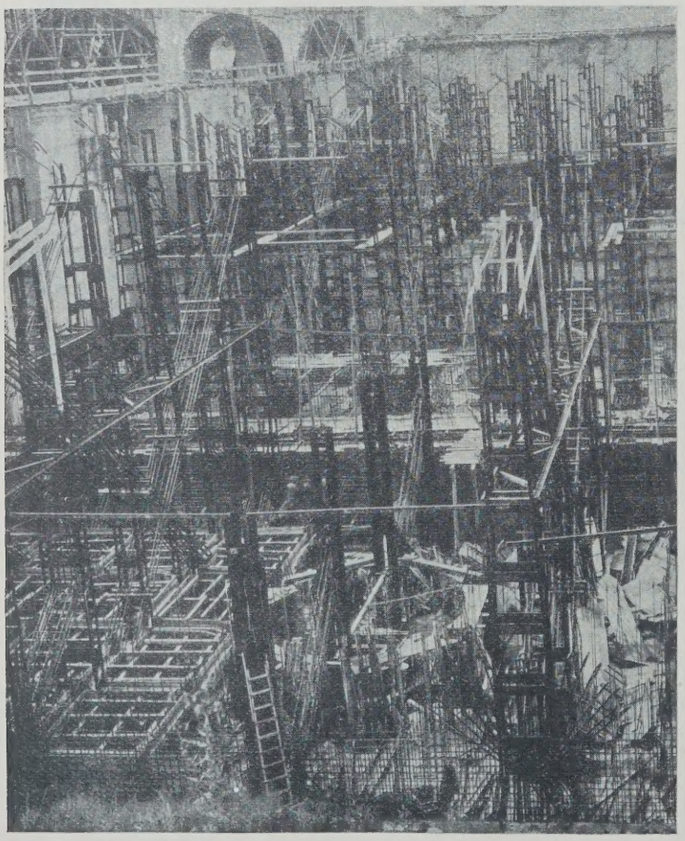


Abb. 10. Blick quer über die vier an das Oberhaupt angrenzenden Speicher.
Rechts unten: Verspreizung der Diagonaleisen.

geschraubten Bindeblechen gebildete knickfeste Stützen aufgestellt. Zwischen den Stützen in den Speicherlängsmauern wurden Verbände (in senkrechter Ebene) angebracht, und die Stützen im Speicherinnern wurden durch wagerecht liegende Fachwerke gegen die Stützen in den Längsmauern festgelegt. In die so gebildeten Gerüste wurden die Diagonalrundeisen in ganzen Längen unter Benutzung der Kabelkrane eingezogen und vorläufig an den Stützen verklammert (Abb. 9). Sämtliche Stützen waren so in jeder Richtung räumlich festgelegt und konnten beim weiteren Bau keinerlei Schwankungen ausführen, die die Bewehrungen im Beton lockern. Die Gerüstverbände störten die Arbeit der Kabelkrane beim Einbringen des Betons nicht, da in der Fahrrichtung der Laufkatzen freie Räume von reichlich 14 m Länge und 4 m Breite vorhanden waren.

Beim weiteren Bau der Speicher verblieben die ⌊-Eisen der Stützen — nach stockwerkweiser Entfernung der Bindelaschen — als Bewehrung der Speicherstützen erhalten. Die Montageverbände in den Speicherlängswänden, die übrigens auch zur Befestigung der senkrechten Bewehrung dieser Wände mitbenutzt wurden, wurden ebenfalls einbetoniert; die Montageverbände zwischen den Speicherinnenstützen wurden dagegen nach Vollendung und Erhärtung der drei untersten Stockwerke als nunmehr entbehrlich ausgebaut.

Dieses Arbeitsverfahren hat sich sehr bewährt. Es ermöglichte, den zeitraubendsten Teil der Bewehrungsarbeiten in den Wintermonaten mit genauesten Maßen vorweg auszuführen (Abb. 10), so daß im Bausommer 1926 49 und im Bausommer 1927 42 Speicherstockwerke fertiggestellt werden konnten. Nachteile infolge des Einbaues der ⌊-Profile in die Stützenecken sind nicht beobachtet worden; im besonderen hat die Anordnung von Drahtbügeln, die in Höhenabständen von etwa 15 cm um die Winkeleisen geschlungen sind und den Beton vor den Winkeln durchqueren, genügt, ein Abplatzen dieses Betons sicher zu verhüten.

An den Fachwerken wird die Bewehrung der Decken und Längswände verstärkt, wie es die Verteilung der an den Fachwerkknoten zusammenlaufenden Kräfte erfordert. Aus dem gleichen Grunde sind die in den Wänden endigenden Diagonaleisen fächerähnlich auseinandergespreizt, wie aus Abb. 10 zu ersehen ist.

Die Speicherfundamente sind in einzelnen, durch Schalung senkrecht begrenzten Arbeitsblöcken ausgeführt, dagegen lagen beim Bau der Sparbecken nur in Höhe der Deckenoberkanten Arbeitsfugen. Der gesamte Beton eines Speicherstockwerks, etwa 400 m³, ist ohne längere Arbeitspausen in etwa 10 Stunden eingebracht. Schwindrisse sind in den Sparbecken bisher nicht gefunden, nur in den Fundamenten der zuerst gebauten Speicher haben sich einige schwache Querrisse und streckenweise solche Haarrisse über den Umlaufscheiteln gebildet, erstere zumeist da, wo Arbeitsfugen in der Nähe der Mittelquermauern ausgeführt sind, ferner an den durch den Ventilschacht geschwächten Stellen. Sie sind wegen der vorhandenen Bewehrung der Fundamente für die Standsicherheit ohne Bedeutung; in den Umläufen sind die Wandungen an den Rißstellen auf etwa 10 cm Tiefe und 40 cm Breite ausgestemmt und dann mit Torkretbeton mit einer Einlage von Streckmetall wasserdicht verschlossen. Beim Bau der weiteren Fundamente ist die Rißneigung durch den (ursprünglich nur für den Eisenbeton beabsichtigten) Zusatz von Splitt zum Beton erheblich vermindert, da dieser Zusatz das Schwindmaß des Betons verringert.

Die Sohlen der Schleusenkammern sind nur im Bereich der zwei ersten Speicherpaare vor dem Oberhaupt bewehrt, wo noch mit stärkerem Grundwasserdruck gerechnet werden muß, sie greifen hier unter die Speicherfundamente (vergl. Abb. 5), weil ihr Gewicht zur Deckung des — mit 0,9 der Wasserstandshöhe berechneten — Auftriebes nicht ausreicht. Auf eine biegungsfeste Verbindung mit den Speichern ist aber verzichtet. Die Sohlen erfahren so ihre höchsten Beanspruchungen bei leerer Schleusenkammer, da sich dann die Speicher auf ihre Kanten aufsetzen, bleiben aber von den hohen, durch Rechnung nicht sicher genug zu erfassenden Momenten frei, die bei fester rahmenähnlicher Verbindung aus den Kippbewegungen der Speicher beim Wechsel der wagerechten Belastung entstehen würden. Die Sohlenbewehrungen sind unter der Annahme berechnet, daß die Sohlen wegen der großen Härte des Baugrundes nur $^1/_3$ der Durchbiegungen erleiden, die bei völlig nachgiebigem Untergrunde eintreten würden; den Verlauf der Bodendrücke bei leerer Schleuse (und vollen Speichern) zeigt Abb. 11.

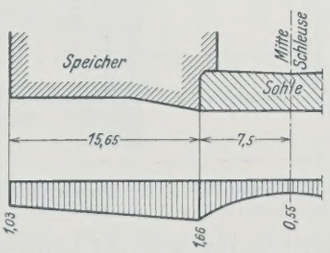


Abb. 11. Bodendrücke in kg/cm².

Bei der Betonierung der Kammersohlen sind wagerechte Arbeitsfugen vermieden worden, weil in ihnen die nötige Schubfestigkeit nicht erreicht würde. Jeder der 42,3 m langen Sohlenabschnitte ist nach vollständiger standfester Montage der unteren und oberen Bewehrungslage in Querstreifen ausgeführt worden, die über die ganze Kammerbreite reichten und eine Tagesleistung Beton enthielten (Abb. 12). Nach Ausschalung der zuerst fertiggestellten Streifen 1 sind die Abschnitte 2 eingefügt worden.

Wie schon dargelegt, war die — durch die örtlichen Verhältnisse bedingte — schmale Bemessung der Baugrube für den Gesamtaufwand

Abb. 12. Längsschnitt durch die Kammersohle.

an Bewehrungseisen recht ungünstig. Eine Ersparnis wäre bei der in Abb. 13 schematisch gezeigten Anordnung der Speicher möglich gewesen. Bei ihr wechseln (nach einer Anregung des schon genannten Ziv.-Ing. Br. Schulz) in der Mittelmauer die zu den beiden Schleusenkammern gehörenden Speicher miteinander ab und laufen über die ganze Breite der Mittelmauer durch, ferner ist der gesamte erforderliche Speicherraum ungleich auf die Mittel- und die Außenspeicher verteilt, so daß die Mittelmauer schmaler und die Außenspeicher breiter werden. Die hierbei entstehende Ungleichheit im Wasserzufluß stört die ruhige Lage der Schiffe

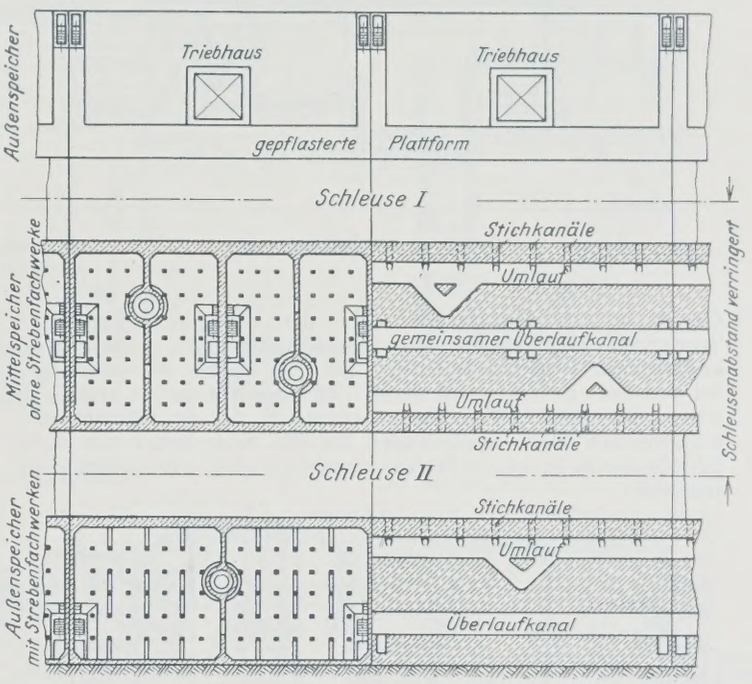
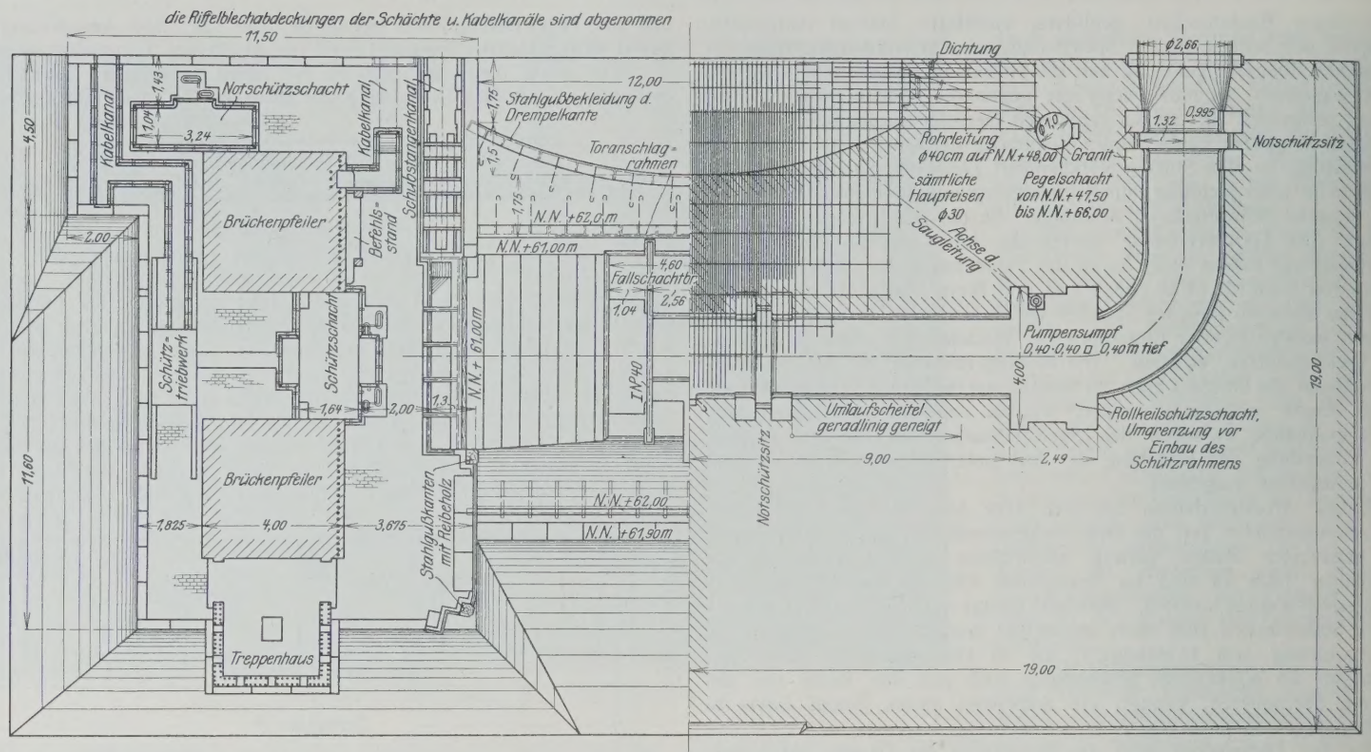


Abb. 13. Doppelschleuse mit abwechselnd durchlaufenden Mittelspeichern.

nicht, wie durch Versuche an der Mindener Schachtschleuse (vergl. Zeitschrift f. Bauw. 1921, S. 249) festgestellt wurde. Wo die obere Kanalhaltung im Auftrage an die Schleuse anschließt und die Aushubkosten für die Baugrube keine so große Rolle spielen, kann auch die in Abb. 14 skizzierte Anordnung wirtschaftlich sein, bei der die Außenspeicher noch breiter bemessen sind und Lücken zwischeneinander frei lassen, die an der Schleusenkammer durch hinterfüllte, gegebenenfalls aus den Speichern vorgekragte Mauerabschnitte geschlossen werden. Fachwerkquerwände können auch bei diesen Außenspeichern nicht entbehrt werden. Sie dienen hier in erster Linie zur Absteifung der Speicherfundamentplatte gegen die beim Schleusen wechselnde Belastung (Bodendruck von unten, Wasserfüllung von oben). Die Fundamentplatte wird dünner bemessen werden können als in Anderten, da die Bodendrücke an den Fundamentkanten bei der größeren Speicherbreite kleiner bleiben und die nötige Standsicherheit schon bei geringerem Gesamtgewichte des Speichers erreicht wird. Die Umläufe können Maulprofile erhalten.

Die geänderte Speicheranordnung in der Mittelmauer setzt voraus, daß die beiden Schleusen gleichzeitig ausgebaut werden.

Diese Voraussetzung war in Anderten nicht erfüllt. Solange der Weiterbau des Mittellandkanals über Peine hinaus nicht gesichert war, sollten die Speicherpaare 2 bis 5 der Ostschleuse fortgelassen werden. Für die dann freistehenden Mittelspeicher der Westschleuse gab das halbe Fundament der Mittelmauer nicht die nötige Standsicherheit, vielmehr mußte die Grenze des vorläufigen Fundamentausbaues bis unter den benachbarten Überlaufkanal vorgezogen werden (Abb. 5). Da für diesen unfertigen Zustand immerhin mit langer Dauer gerechnet werden mußte, sind im allgemeinen keine Verbindungseisen für ein späteres Anbinden der Fundamentergänzung eingelegt worden. Nur im



Plattform. Wagerechter Schnitt in Höhe der Umläufe.

Abb. 15. Oberhaupt der Ostschleuse.

Bereich der Mittelquermauern waren die wagerechten Fundamentbewehrungen auf Übergrifflänge in senkrecht umgebogener, später leicht freizulegender Stellung einbetoniert. Bei dem Ausbau der Ostschleuse, mit dem dann doch schon im Herbst 1926 begonnen werden konnte, erhielten die neuen Mittelspeicherfundamente in der die Überlaufkanäle übergreifenden Platte Bewehrungen, die die beim Setzen der neuen Bauteile und die im späteren Schleusenbetriebe möglichen Beanspruchungen aufnehmen.

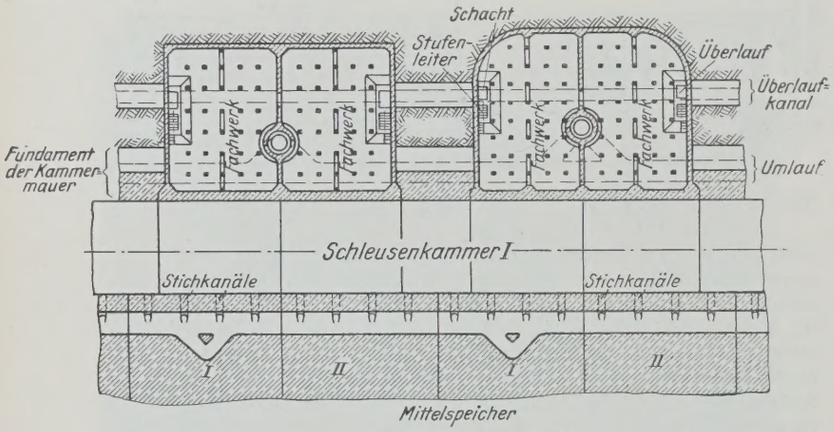


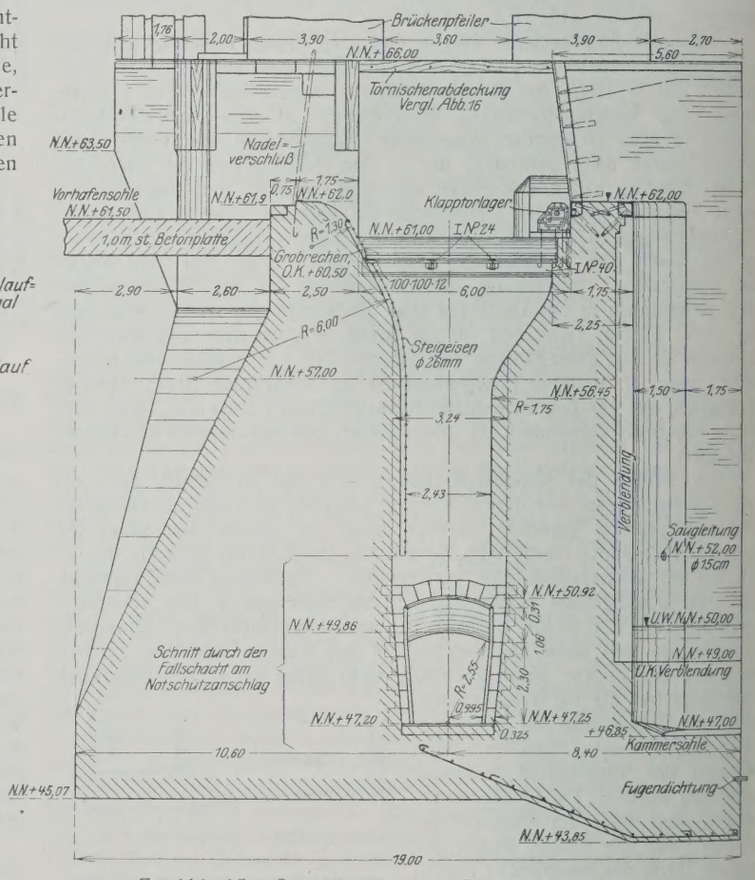
Abb. 14. Verbreiterte Außenspeicher.

Häupter. Die Schleusenhäupter sind — zugunsten der Speicher — reichlich kurz bemessen worden, so daß die Unterbringung der Schächte für die Betriebs- und die Notschütze, der Antriebshäuser und Leitungskanäle auf der Plattform Schwierigkeiten machte.

Oberhaupt. Beim Oberhaupt ist der verfügbare Platz durch die Zwischenpfeiler der Straßenbrücke weiter stark beschränkt.

Die beiden Oberhäupter sind gegen den Druck standsicher, den der zur wasserdichten Verfüllung ihrer Baugrube lagenweise eingestampfte Ton ausübt; ihre Außenflächen sind abgeschrägt, so daß beim Setzen dieses Tones keine Wasseradern entstehen können.

Im Schleusenbetriebe darf bei der Füllung der Schleusenkammern weder aus dem Oberwasser noch durch die Schützen- und Notschützenschächte Luft eingesogen werden, da sonst bei dem hohen Schleusengefälle starke Wasserschläge eintreten, die Zerstörungen, besonders an den Sparkammerventilen, verursachen können. Zur Feststellung der günstigsten Form der Einläufe sind Modellversuche in der Versuchs-



Zu Abb. 15. Querschnitt in der Schleusenachse.

anstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin durchgeführt worden. Die meist übliche Entnahme des Schleusungswassers an den Seitenwänden der Tornischen ist stets mit erheblichen, Luft mitreißenden Wirbelbildungen verbunden. Die Einläufe sind deswegen hier in die Tornischensohlen verlegt; auch bei Anordnungen dieser Art verminderten sich die Wirbel bei den Modellversuchen erst, nachdem die Breite des Einlaufschachtes beschränkt und kein Wasser mehr aus den seitlichen Bereichen entnommen wurde, in denen infolge der Kontraktion beim Einlauf ins Ober-

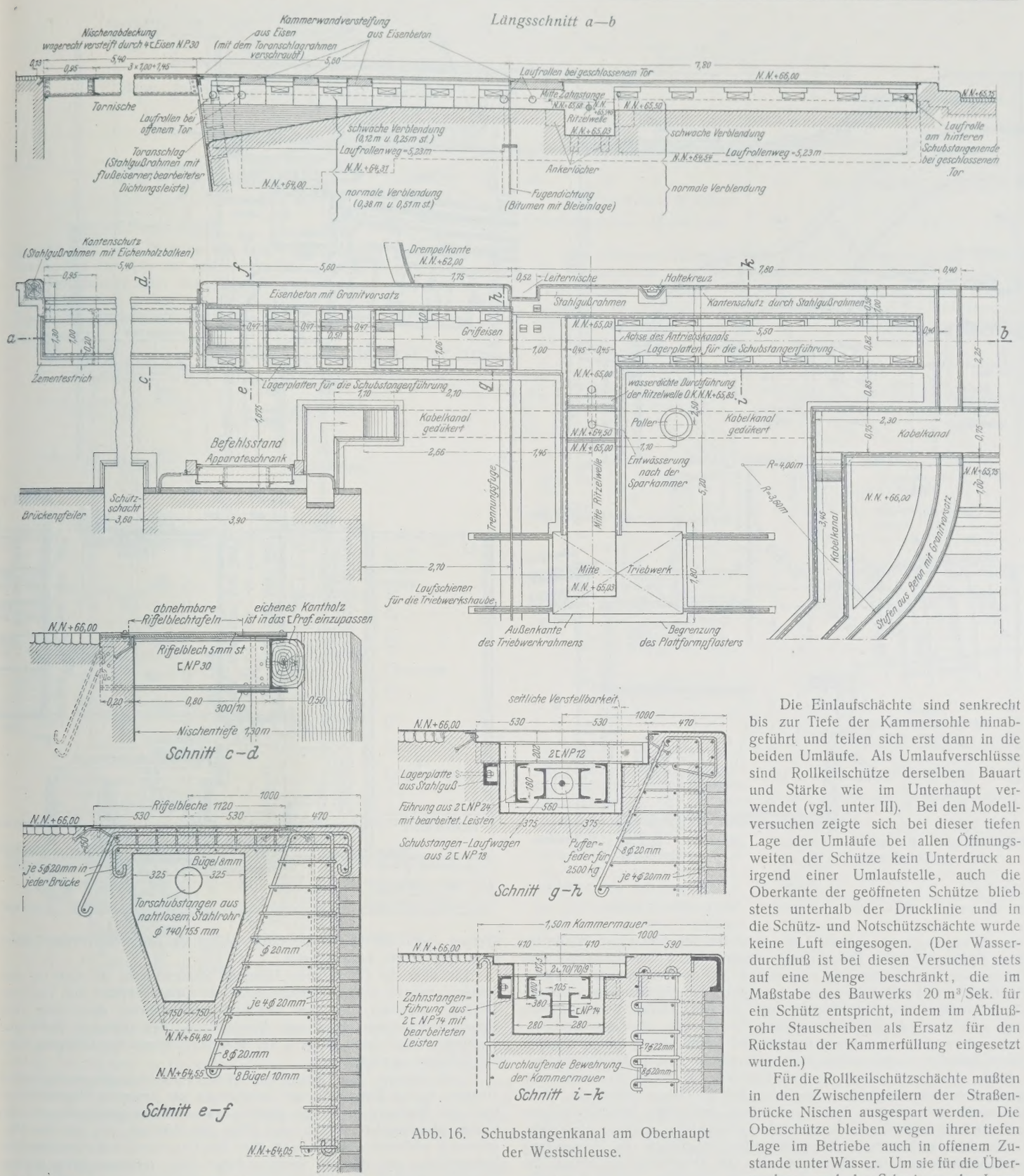


Abb. 16. Schubstangenkanal am Oberhaupt der Westschleuse.

haupt keine geradeaus gerichtete Längsströmung entsteht. Es erwies sich ferner als vorteilhaft, den Einlaufschacht bis dicht an das Obertor heranzuziehen und beide Tornischen gleich breit auszuführen.

Auf der Sohle der Tornische sind die Einlaufschächte mit Rechen von 75 mm Stabweite abgedeckt, um den Eintritt grober Fremdkörper in die Sparkammern zu verhüten. Diese Rechen sind im Modellversuche durch ein Drahtnetz dargestellt worden. Die bei den zuerst geprüften Schachtformen entstehenden Wirbel legten in ihrem Mittelpunkte dieses Drahtnetz trocken; bei der endgültigen Form traten dagegen nur noch ganz schwache wandernde, praktisch bedeutungslose Wirbel ohne merkbare Einsenkung der Wasseroberfläche auf.

Die Einlaufschächte sind senkrecht bis zur Tiefe der Kammersohle hinabgeführt und teilen sich erst dann in die beiden Umläufe. Als Umlaufverschlüsse sind Rollkeilschütze derselben Bauart und Stärke wie im Unterhaupt verwendet (vgl. unter III). Bei den Modellversuchen zeigte sich bei dieser tiefen Lage der Umläufe bei allen Öffnungsweiten der Schütze kein Unterdruck an irgend einer Umlaufstelle, auch die Oberkante der geöffneten Schütze blieb stets unterhalb der Drucklinie und in die Schütz- und Notschützschächte wurde keine Luft eingesogen. (Der Wasserdurchfluß ist bei diesen Versuchen stets auf eine Menge beschränkt, die im Maßstabe des Bauwerks 20 m³/Sek. für ein Schütz entspricht, indem im Abflußrohr Stauscheiben als Ersatz für den Rückstau der Kammerfüllung eingesetzt wurden.)

Für die Rollkeilschützschächte mußten in den Zwischenpfeilern der Straßenbrücke Nischen ausgespart werden. Die Oberschütze bleiben wegen ihrer tiefen Lage im Betriebe auch in offenem Zustande unter Wasser. Um sie für die Überwachung und das Schmieren der Lager im Trockenen zugänglich zu machen, kann der Schützschacht durch ein Notschütz gegen Oberwasser abgesperrt werden; die Schütze tauchen dann bei leerer Schleusenkammer nach Zurücklegung der normalen Hubhöhe aus. Durch entsprechende Bauweise der Notschütze und ihrer Nischen (vergl. unter III) ist für leichte Abdichtbarkeit gesorgt. Die gegen Oberwasser sperrenden Notschütze müssen in den Einlaufschacht eingesetzt werden, da auf der Plattform zwischen den Betriebsschützschächten und den weit einspringenden Klapptornischen kein Raum für besondere Notschützschächte verfügbar war. Zur Erleichterung dieser Arbeit, bei der Taucherhilfe schon für das Ausheben und Wiedereinlegen der mit Führungsansätzen versehenen Rechentafeln nicht entbehrt werden kann, sind in

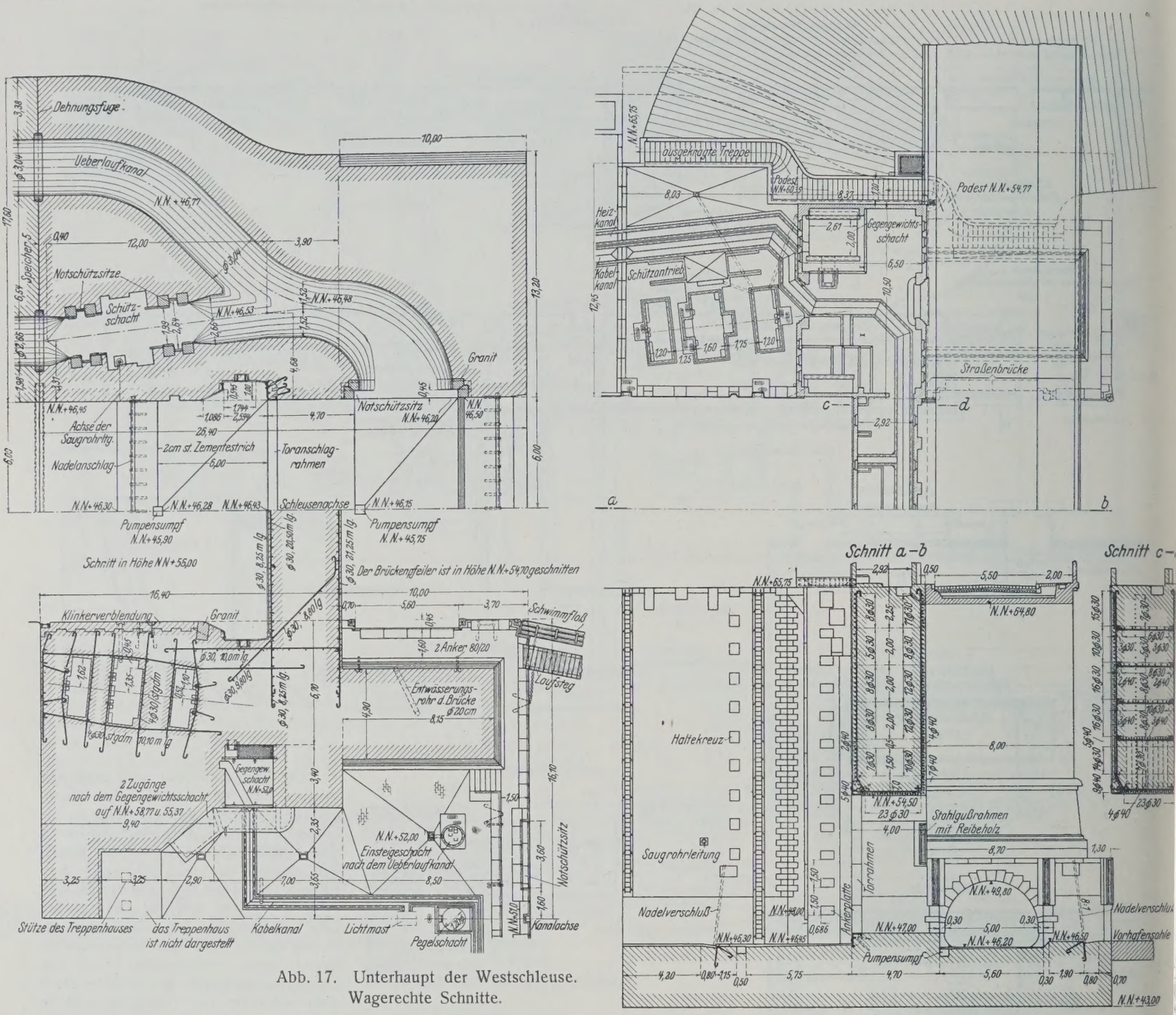


Abb. 17. Unterhaupt der Westschleuse. Wagerechte Schnitte.

den Brückenbogen in genauer Lage über den Notschützsitzen Haken für das Einhängen eines Flaschenzuges vorgesehen. (Die Seilwinde wird hinter den Schütztriebwerken aufgestellt.) Mit der Verwendung von Rollkeilschützen ist die beste unter den gegebenen Verhältnissen mögliche Zugänglichkeit der Umlaufverschlüsse erreicht, andere Verschlußarten, wie z. B. doppelsitzige Zylinderventile (in stehender oder liegender Bauart), sind in dieser Beziehung ungünstiger; solche Ventile hätten überdies mehr Platz als verfügbar erfordert und bieten größere Durchflußwiderstände. Für ein Ausheben der Rollkeilschütze bis auf Plattformhöhe sind auch über ihren Schächten unter der Brücke Haken eingebaut. Nach Einsetzen des zweiten gegen Unterwasser kehrenden Notschützes kann der Rollkeilschützschacht vollständig trockengelegt werden. Um dabei trotz der die Saughöhe überschreitenden Schachttiefe die Verwendung von Abteufpumpen zu vermeiden, die den Arbeitsraum im Schacht beengen würden, sind feste Saugrohrleitungen eingebaut, die in 2 m Höhe über Unterwasser durch den Beton des Hauptes nach der Schleusenkammer münden, so daß hier ein Pumpenprahm angeschlossen werden kann; sie enthalten Rückschlagklappen und an der Schleusenkammerwand abschraubbare Deckel.

Von baulichen Einzelheiten der Oberhäupter sei noch die in Abb. 16 dargestellte Ausbildung der Klapptornischenabdeckung und der Wand des Torschubstangenkanals hervorgehoben. Die Nischenabdeckung ist sehr kräftig gehalten, trotzdem aber um 0,3 m hinter die Flucht der Kammerwand zurückgerückt, um sie gegen Beschädigungen und gegen Abheben durch die Schiffe zu schützen. Die Schubstangenkanalwand ist stark bewehrt und durch Eisen- und Eisenbetonsteifen oberhalb der Schubstangenführung gegen das Haupt abgestützt, so daß sie durch anfahrende Kähne nicht eingedrückt werden kann.

Die über die Oberhäupter führende Straßenbrücke ist auch für den Schleusenbetrieb nutzbar gemacht. An ihre Zwischenpfeiler sind Treppenaufgänge angebaut, die über den Schleuseneinfahrten durch eine vom öffentlichen Verkehr abgetrennte Verbreiterung des südlichen Fußweges verbunden sind; damit ist auch bei offenen Obertoren der Übergang über die Schleuse ermöglicht.

Unterhaupt. Die Unterhäupter (Abb. 17) haben eingespannte Sohlen erhalten, da bei Anordnung von Sohlenfugen die dauernde Wasserdichtigkeit des Drempels in Frage gestellt wäre. Der Wasserdruck auf die Kammerlängsmauern wird in der Nähe der Drempel von den als Verspannung wirkenden Stirnmauern über den Untertoren aufgenommen, die Längsmauern der Häupter konnten daher hier verhältnismäßig schmal bemessen werden; das Gesamtgewicht der Häupter ist auf diese Weise möglichst verringert. Zur besseren Aufnahme des vom Wasserdruck gegen die Stirnmauern verursachten, auf Kippen in der Längsrichtung wirkenden Moments, d. h. zwecks Erzielung eines gleichmäßigen Bodendrucks unter den gesamten Unterhäuptern, sind die Zwischenpfeiler der angrenzenden Straßenbrücke (und ihre Fundamente) bis zur Kämpferhöhe der Brückenbogen mit den Häuptern zusammengebaut und entsprechend kräftig gestaltet. Trotz dieser Maßnahmen mußten die Überhauptsohlen 0,85 m dicker als die Kammersohlen bemessen und sehr kräftig bewehrt werden (Abb. 18). Die Sohlenbewehrungen sind soweit unter die aufgehenden Mauern der Häupter verlängert, daß der auf diese untergreifenden Sohlenstrecken wirkende Bodendruck dem Einspannungsmoment das Gleich-

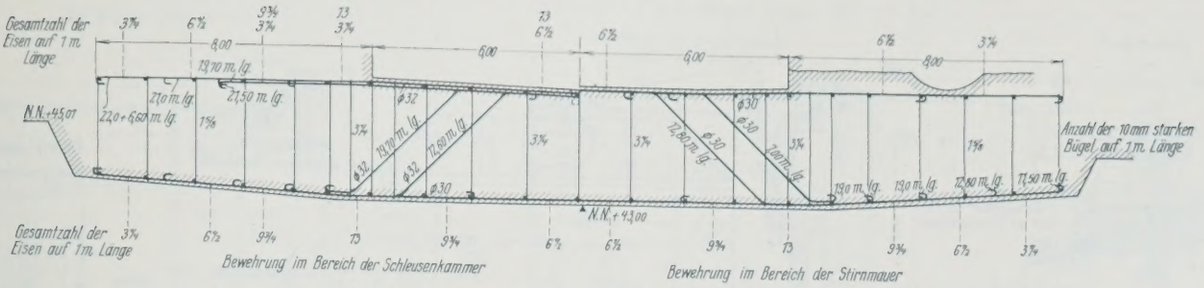


Abb. 18. Bewehrung der Unterhauptsohle. Querschnitt.

gewicht hält. Die längsten der Sohleneisen mußten gestoßen werden; hierzu sind die Teile mit etwa 15 cm Übergrifflänge nebeneinandergelegt und im Zwickel über ihrer Berührungslinie autogen verschweißt. Bei der Betonierung ist wie bei den Kammersohlen verfahren, doch sind die Abschnitte größer bemessen und in mehrtägiger ununterbrochener Arbeit fertiggestellt.

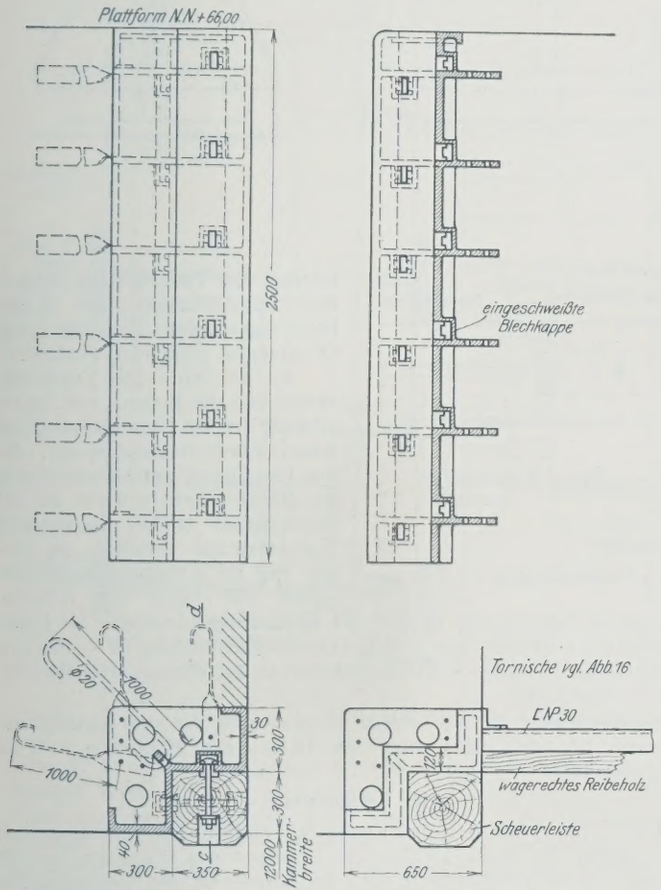


Abb. 19. Kantenschutz.

Besondere Vorsicht erforderten die Stirnmauern über den Untertoren, da sie unbedingt rißfrei bleiben müssen. Sie sind mit dem aufgehenden Beton der Häupter in Höhenabschnitten ausgeführt. Die Lehrgerüste in den Einfahrtöffnungen sind nur für das Gewicht des untersten 3 m hohen Abschnitts bemessen; das Gewicht der weiteren Abschnitte wurde von den vorangegangenen, inzwischen erhärteten und entsprechend bewehrten Abschnitten getragen, ohne daß die Lehrgerüste eine Mehrlast aufzunehmen brauchten.

Die Stirnmauern haben, da sie keiner Abnutzung unterworfen sind, keine Verblendung erhalten, sondern sind nur mit Torkretputz versehen, ebenso die Seitenwände der Tornischen.

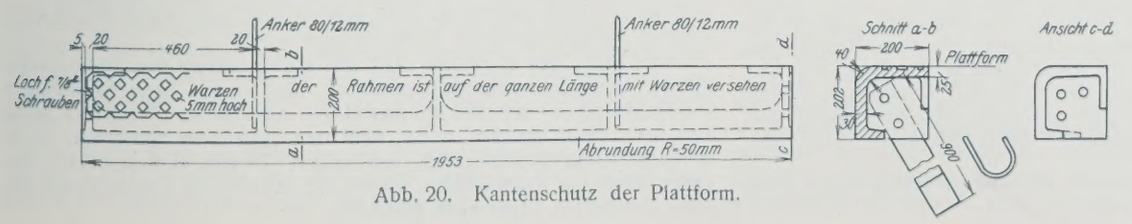


Abb. 20. Kantenschutz der Plattform.

Die Untertore (Hubtore) bleiben auch in geöffneter Lage unterhalb der Plattformhöhe. Für die Tortriebwerke sind deswegen nur niedrige, eingeschossige Aufbauten ausgeführt; die Torgegengewichte laufen in Schächten in den Seitenwänden der Häupter. (Auf der Mittelmauer besteht die Rückwand dieser Schächte nur aus abnehmbaren Blechtafeln.) Einzelheiten der Triebwerke sind unter IV. beschrieben.

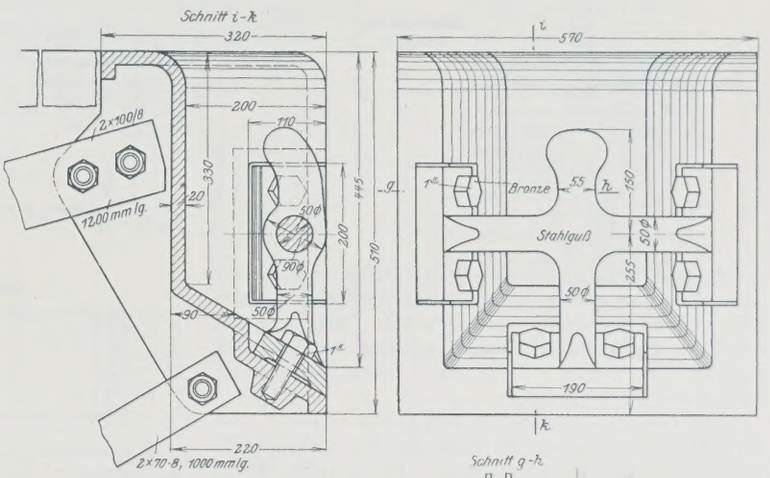
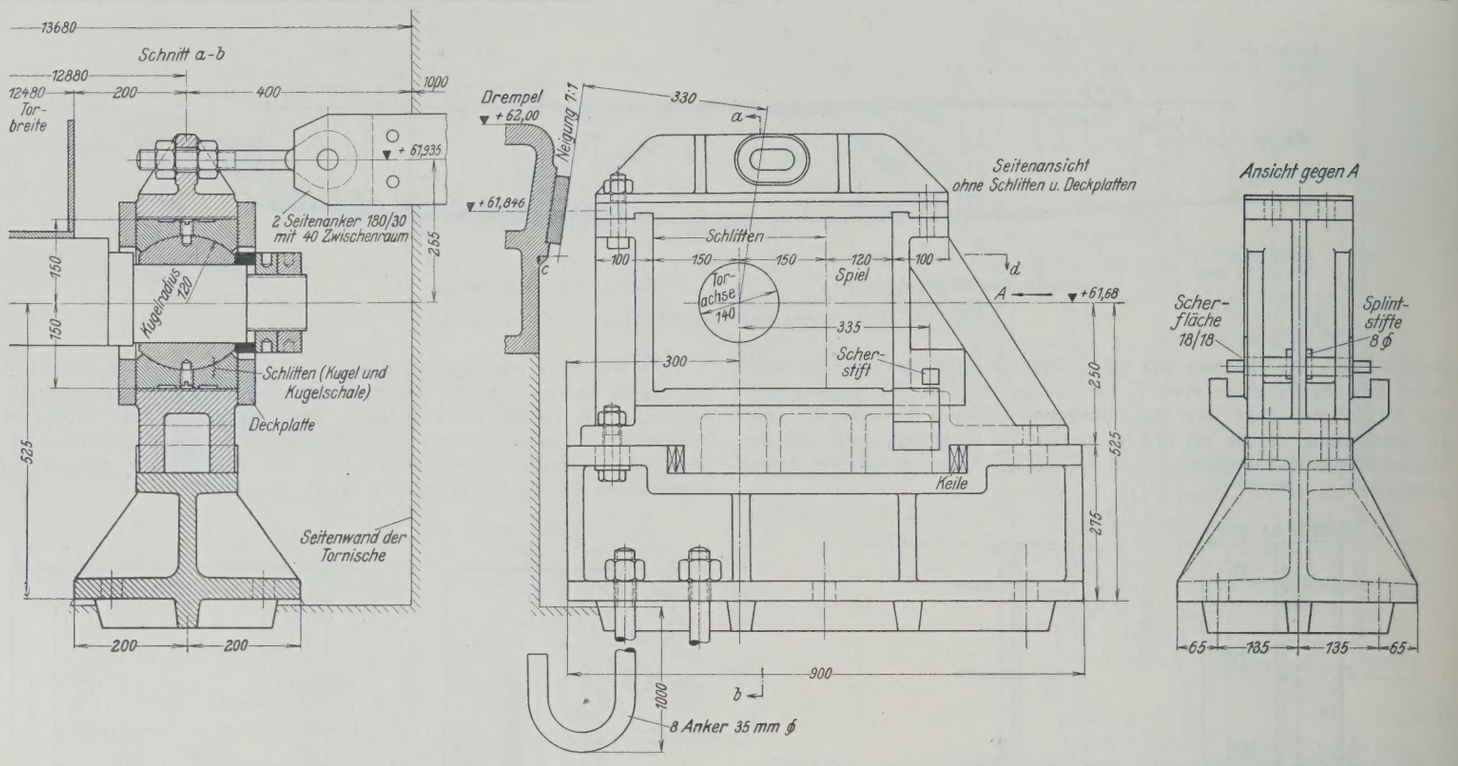


Abb. 21. Haltekreuz.

Wie am Oberhaupt sind auch am Unterhaupt, getrennt von der öffentlichen Straßenbrücke, für die Schleusenbedienung Verbindungsgänge zwischen den Außen- und der Mittelmauer geschaffen; sie führen durch die Triebwerkhäuser. Die Treppenaufgänge zur Verbindung mit den Leinpfaden des unteren Vorhafens sind an den Außenmauern in einfachster Weise als ausgekragte, in Höhe der Böschung liegende Freitreppen ausgeführt; auf der Mittelmauer war dagegen Platz für ein überdachtes mehrläufiges Treppenhaus in der einspringenden Ecke verfügbar, die von den Seitenflügeln der Häupter mit der Frostschutzmauer vor den Speichern gebildet wird. Die Torgegengewichtschächte sind von der Plattform und von den Treppen aus zugänglich.

Die Schütz- und Notschützschächte sind wie am Oberhaupt ausgebildet.

Kantenschutz. Die Plattformkanten der Häupter sowie die senkrechten stumpfwinkligen Mauerkanten am Beginn der Untertornischen und die Notschützanschläge sind mit Granit verblendet. Für die lotrechten Kanten an den Schleuseneinfahrten reicht, da sie besonders starken Angriffen ausgesetzt sind, ein solcher Schutz nicht aus; hier sind deswegen Stahlgußrahmen einbetoniert, in die auswechselbare Eichenholzbalken eingesetzt werden (Abb. 19); an den Einfahrtkanten der Mittelmauern decken diese Rahmen zugleich die Anlageflächen der Schwimmflöße des Leitwerks (vgl. unter VI.). Auf den Speichern werden auch die wagerechten Kanten an der Plattform mit Stahlgußrahmen nach Abb. 20 bewehrt, die besser als Granitabdecksteine verankert werden können.



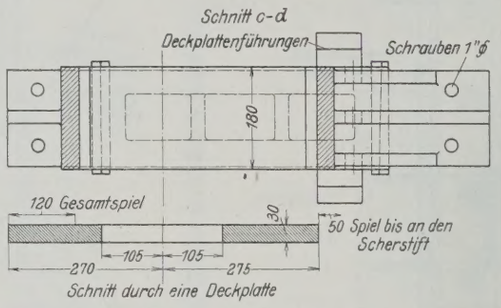


Abb. 22. Klapptorlager.

Einrichtungen für den Schiffahrtbetrieb. Die Schleppzüge sollen an der Schleuse Anderten — auch nach Einführung einer mechanischen Treidelei am Kanal — durch Bugsierdampfer gezogen werden, die mitgeschleust werden; Spille oder Schleppwagen sind daher nicht vorgesehen.

Die Haltekreuzreihen an den Kammermauern und die Poller auf der Plattform haben durchschnittlich 14 m wagerechten Abstand; das oberste Kreuz jeder Reihe liegt in der Plattformkante, die übrigen folgen in Höhenabständen von rd. 1,6 m. Die äußersten Haltekreuzreihen sind möglichst dicht an die Tore gesetzt; sie sollen zum Festmachen von kleineren Fahrzeugen, wie Schleppern und Motorbooten, dienen. Die Kreuze sind, ähnlich denen der Mindener Schachtschleuse, aus Stahlguß hergestellt; ein Kreuz der obersten Reihe zeigt Abb. 21. Die Verankerung der Haltekreuzkasten ist mehrfach widerstandsfähiger als die Bronzeschrauben, mit denen die Kreuze in den Kasten befestigt sind, so daß es unmöglich ist, die Eisenbeton-Kammermauern durch Überbeanspruchung der Kreuze zu beschädigen.

Auf den Speichern ist nur ein Streifen von 4,25 m bis 4,70 m Breite entlang der Plattformkante mit Granitkleinpflaster befestigt; er enthält auch die Kabel- und Heizrohrkanäle. Im übrigen wird die Speicherüberschüttung mit Rasen angesät; die Zugänge nach den Speichertreppen werden als Kieswege ausgeführt. Die Häupter werden auf ihrer ganzen Betonoberfläche gepflastert.

Straßenbrücken. Die beiden Straßenbrücken sind, der Bauweise und den großen Abmessungen der Gesamtanlage entsprechend, massiv als Bogenbrücken ausgeführt.

Die Brücke am Unterhaupt hat fünf Bogen von gleicher Spannweite erhalten. Da die Pfeilhöhe groß ist und da die Mittelpfeiler als Teile des schweren — überdies durch die Stirnmauern über den Ausfahrten verspannten — Hauptes unnachgiebig sind, konnten die drei mittleren Bogen eingespannt werden; die beiden seitlichen, über den Vorhafenböschungen liegenden Öffnungen sind dagegen als Dreigelenkbogen gebaut. Der Endpfeiler der Brücke am Westufer erforderte besondere Vorsicht, da hier an der Baugrubenböschung mehrfach Rutschungen eingetreten waren (vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1927, S. 334); seine Gründung reicht bis zur Höhe NN + 47,00 m hinab, und der Raum zwischen dem Pfeilerfuß und der Schleusenhauptsohle ist ausbetoniert.

Die Oberhauptbrücke[2]) besitzt ebenfalls fünf Öffnungen. Der für die Zwischenpfeiler auf den Plattformen des Hauptes verfügbare Platz war so beschränkt, daß sich etwas ungleiche Spannweiten für die Bogen ergeben haben; die Pfeiler erhalten an der den Einfahrten benachbarten Kante Zugspannungen und sind im Haupte verankert. Alle fünf Bogen sind Dreigelenkbogen mit Stahlbolzengelenken. Die Endpfeiler der (zur Unterführung von Treidelgleisen dienenden) Seitenöffnungen sind in die Böschungen der Baugrube des Oberhauptes gegründet worden.

Aufbauten. Die Triebwerkhäuser und das Bureau- und Lagergebäude auf der Schleusenplattform haben Eisenbetonfundamente, die ihre Last ohne Zusatzbeanspruchung der obersten Speicherdecke auf die entsprechend stärker bemessenen Speicherstützen verteilen, im übrigen sind sie in Backsteinmauerwerk erbaut und außen mit teilweise bearbeitetem Edelputz in zweifarbiger Behandlung versehen; sie haben Kupferdächer erhalten. Ihre architektonische Durchbildung ist — wie die Architektur der Brücken — im Hochbaubureau der Wasserstraßendirektion Hannover bearbeitet.

Die Bauarbeiten für die Schleuse werden nach den vom Kanalbauamt gegebenen Bauzeichnungen durch die Beton- und Monierbau A.-G. in Berlin ausgeführt.

III. Verschlüsse.

Tore. Die Obertore sind Klapptore. Hubtore, die anfangs geplant waren (wobei die dann nördlich der Brückenpfeiler liegenden, um ein Geschoß höheren Treppentürme auch die Triebwerke und Gegengewichte aufnahmen), hätten Mehrkosten der Führungen und Antriebe bedingt, die hier nicht durch Ersparnisse an der Baulänge der Oberhäupter und auch nicht durch den Vorteil aufgewogen werden, daß bei ihrer Verwendung auf der Plattform auch vor den Betriebsschützen Platz für Notschützschächte verfügbar gewesen wäre.

Die Klapptore haben zur Erhöhung ihrer Verwindungssteifigkeit kräftige, an die Torriegel angeschlossene Diagonalen in den Feldern unter den Schwimmkasten erhalten, so daß sie gegen 0,20 m Überdruck geöffnet werden können. Für künftige Ausführungen wird es vorteilhafter sein, die Klapptore nur in zwei statt in drei Diagonalenfelder aufzuteilen und die Diagonalen über die ganze Torhöhe durchzuführen. Als Schwimmkasten können dann die oberen Dreieckzwickel über den Diagonalen ausgebildet werden. Die geringe Bauhöhe des unteren Torriegels ist dagegen beizubehalten, damit sich das Tor auch nach Abnutzung der Dichtungsleisten dem unteren Anschlage anschmiegen kann und die Torlager möglichst wenig belastet werden.

Die Lager der Klapptore (Abb. 22) ähneln denen des Rhein-Herne-Kanals, sind aber wesentlich verstärkt. Sie können beim Einklemmen von Fremdkörpern zwischen den Anschlägen zunächst um 50 mm und, wenn dies noch nicht genügen sollte, nach dem Abscheren besonderer leicht auswechselbarer Anschlagstifte um weitere 70 mm zurückgleiten. Die Lager sitzen in Kugelschalen, damit sie auch beim Zurückgleiten nur eines der beiden Lager nicht klemmen.

[2]) Entwurf des Brückenbaubureaus der Wasserstraßendirektion Hannover (vergl. Bauingenieur 1927, S. 343).

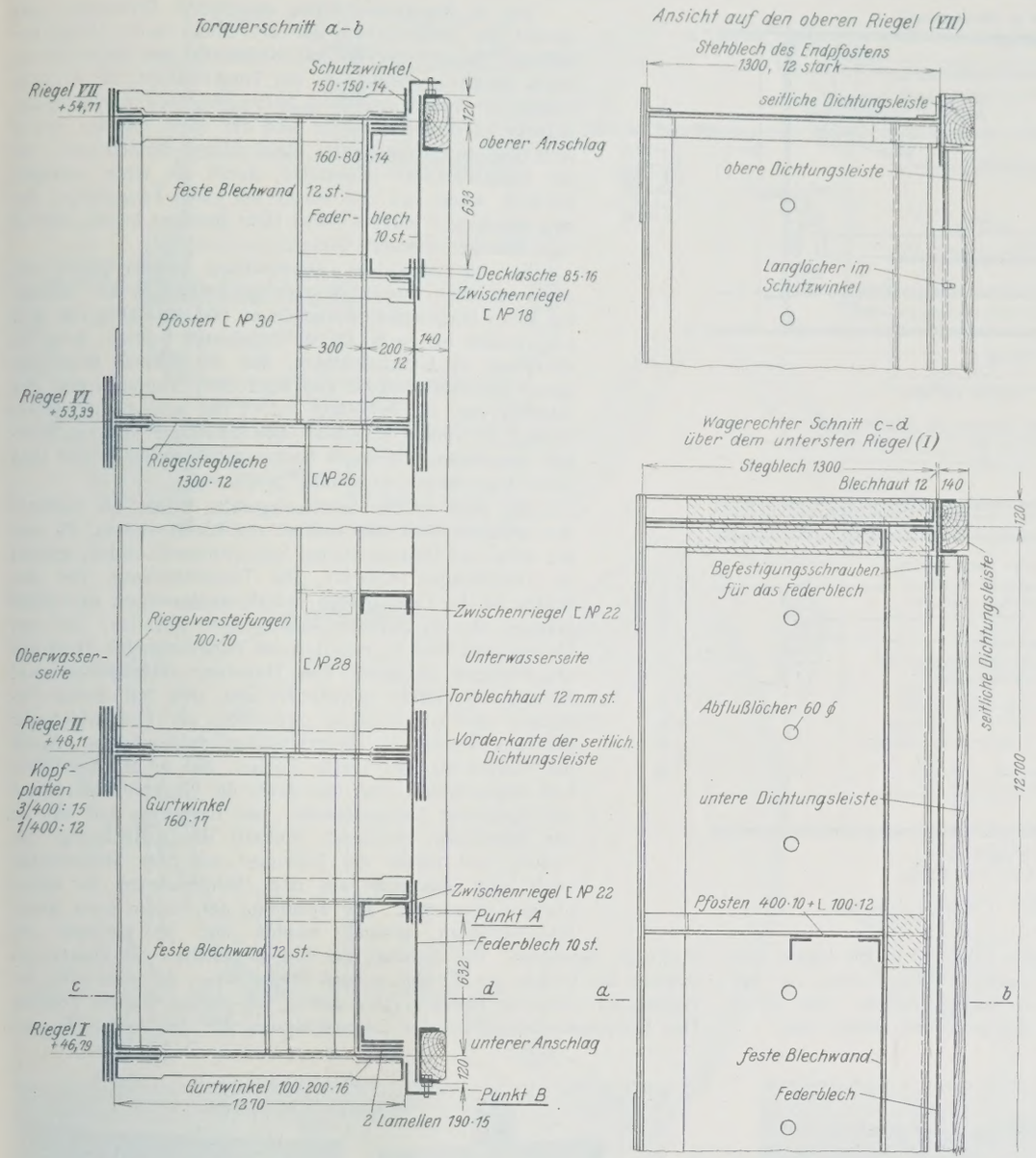
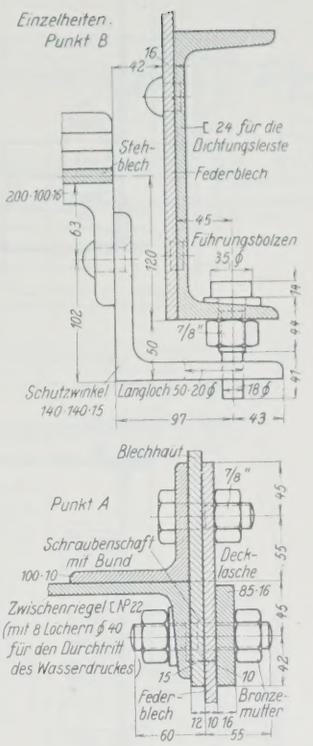


Abb. 23a. Hubtor. Federblechanschläge.



Zu Abb. 23a.

Die Untertore sind Hubtore und als Riegeltore gebaut. Sie übertragen den Wasserdruck im wesentlichen auf die senkrechten Anschläge, belasten also die Stirnmauern nicht nennenswert. Die Abstände der Hauptriegel sind nach dem Vorbilde der Mindener Schachtschleuse durch Zwischenriegel unterteilt. Die die Zwischenriegel tragenden Pfosten sind mit der Blechhaut nicht verbunden.

Als schon mit den Werkstattarbeiten der Tore für Anderten begonnen war, wurde bei einer Überholung der Mindener Schleuse festgestellt, daß diese Bauweise der Tore noch nicht nachgiebig genug ist, um Überbeanspruchungen der Pfostenanschlüsse zu verhüten. Sie entstehen daraus, daß sich die mit den eichenen Dichtungsleisten an den wagerechten Anschlägen anliegenden Riegel nicht in gleicher Weise wie die übrigen Riegel durchbiegen können. Die Konstruktion wurde deswegen nach Abb. 23a abgeändert. Die wagerechten Dichtungsleisten der Tore sind nunmehr an Federblechen (von 70 bis 80 kg/mm² Bruchfestigkeit mit 54 bis 56 kg/mm² Streckgrenze) befestigt, die die Stelle der Blechhaut in den Randfeldern einnehmen und nur an den letzten Zwischenriegeln eingespannt sind. Damit die Schleuse nicht bei einem Bruch der Federbleche unter Gefährdung der Schiffe schnell leerlaufen kann, sind vor den Federblechen feste Blechwände angeordnet. Die Federbleche sind ferner gegen Aufstauchen bei der Torbewegung durch vorgesetzte Winkel geschützt. Bei künftigen Ausführungen ähnlicher Tore werden die Zwischenpfosten unmittelbar auf die aus leichteren Buckelblechen zu bildende Blechhaut gelegt und die Zwischenriegel fortgelassen werden können.

Die Verwendung hochwertigen Eisens zur Beschränkung des Torgewichts (rd. 78 t einschl. der Rollen und Dichtungsleisten) erwies sich zur Zeit der Auftragerteilung nicht als wirtschaftlich.

Von den vier Führungsrollen jeden Tores haben nur die beiden unteren Spurkränze erhalten. Die Achsen, auf die die Rollen fest aufgezogen sind, sind federnd gelagert und bei Abnutzung der Dichtungsleisten nachstellbar. Sie drücken das Tor um einige Millimeter vom Anschlag ab, sobald die Wasserstände beiderseits bis auf 0,15 m ausgespiegelt sind. Die Achsen können nach Lösung der Lager in das Tor zurückgezogen werden, so daß das Tor bei Ausbesserungsarbeiten in der Tornische verschoben werden kann, ohne daß die Führungsschienen abgenommen werden müssen. (vergl. Abb. 23b).

Die Toranschläge des Schleusenkörpers sind mit Stahlgußrahmen bekleidet. Die Sohlenstücke dieser Rahmen sind in Aussparungen der Drempel eingesetzt und vergossen, die übrigen Teile der Rahmen und die Führungen sind dann vor der Weiterbetonierung im ganzen zusammengebaut und in der richtigen Lage durch besondere, von den Schalungen unabhängige Gerüste mit eisernen Schablonen festgelegt. In den Seitenwänden der Kammer und den Stirnmauern sind auf diese Weise Aussparungen vermieden, die bei ihrer großen Ausdehnung schwer zuverlässig dicht auszubetonieren wären. Einen fertig montierten Untertorrahmen zeigt Abb. 24, einen Querschnitt durch die Untertornische mit dem Rahmen und den Führungen Abb. 28.

Vor den Untertoren sind Schwimmbalken angeordnet, um ein Aufsetzen von Fahrzeugen auf die Tore zu verhüten. Die Mitnehmer für diese Schwimmbalken sind mit Federn versehen und so hoch an den Toren angebracht, daß sich die Balken schon kurz vor dem Ausspiegeln der Kammer, nicht erst beim Aufziehen der Tore auf sie auflegen; die Triebwerke erfahren daher beim Aufziehen keinen stoßweisen Belastungszuwachs. Die Führungsrollen der Schwimmbalken geben beim Anfahren eines Schiffes federnd nach, so daß sich der widerstandsfähige Balken selbst gegen die Führungsschienen legt.

Die Führungsschienen der Tore und der Schwimmbalken sitzen — wie alle ähnlichen Führungen — abnehmbar auf starkwandigen, bündig einbetonierten und durch die abnehmbaren Teile gedeckten, also dem Abrosten möglichst entzogenen Grundplatten bezw. Grundrahmen aus Stahlguß. Zur Verankerung aller solcher Rahmen sind fest an sie angeschraubte Flacheisenanker verwendet, die im Beton hochkant gestellt sind.

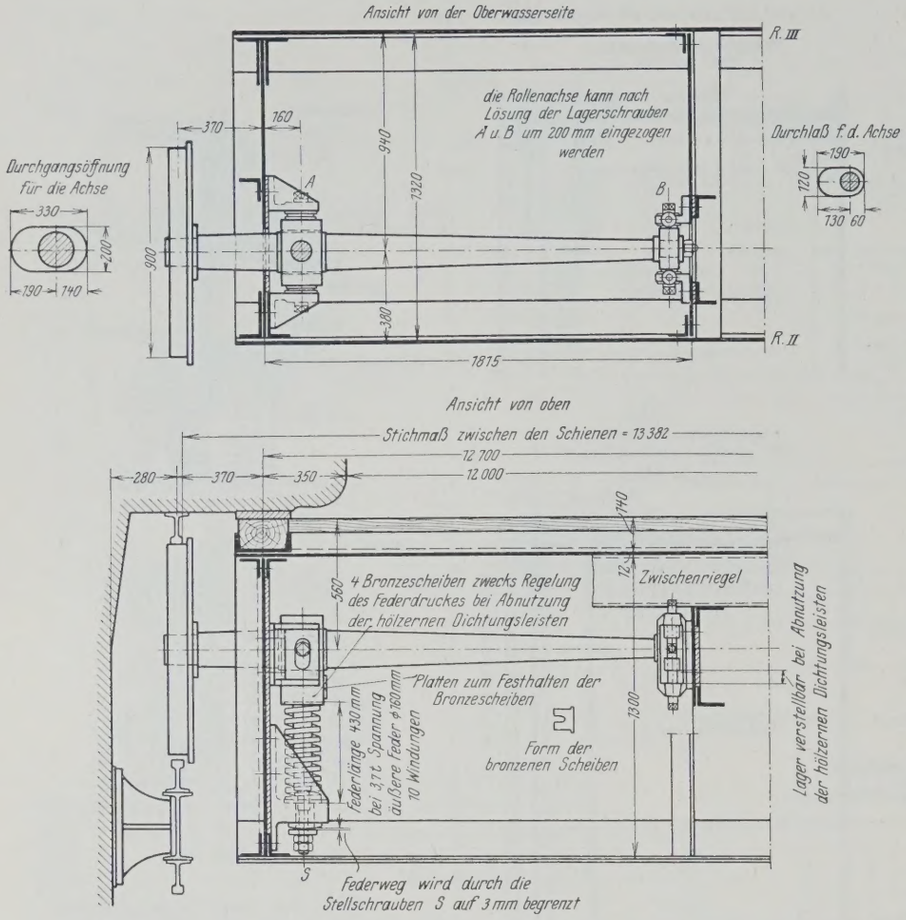


Abb. 23b. Hubtor. Untere Laufrollen.

Umlaufschütze. Die Rollkeilschütze (Abb. 25 u. 29) haben eine freie Durchflußfläche von 5,8 m²; die Umläufe gehen schon vor den Notschützschächten aus dem kreisrunden Regelquerschnitt ohne Querschnittseinschränkung in die Trapezform (mit gewölbter Decke) über.

Die in Eisenkonstruktion ausgeführte Schütztafel entspricht im wesentlichen der am Rhein-Herne-Kanal bewährten Bauart, nur ist der Keilwinkel der Seitenleisten etwas größer gewählt, um ein Festklemmen der Schütze infolge der vom Wasserdruck hervorgerufenen Durchbiegung sicherer zu verhüten; ferner sind der obere und der untere Anschlag durch (versteifte, abnehmbare) Bindelaschen auf der Schützrückseite abgestützt, damit sie nicht verbogen werden, wenn sich das Schütz auf einen Fremdkörper auf den Anschlägen aufsetzt, also nicht gesamte Umfangsfläche zum Anliegen kommt.

Für die stählernen Laufradachsen mußten wegen der außerordentlich hohen Wasserdruckbelastung der Schütze (rd. 105 t) Biegungsbeanspruchungen bis zu 1000 kg/cm² und Lagerdrücke bis zu 80 kg/cm² zugelassen werden; dabei ist allerdings zu berücksichtigen, daß die Schütze beim normalen Schleusenbetriebe erst nach einer Verminderung des Gefälles und der Belastung auf $^1/_4$ der anfänglichen Werte bewegt zu werden brauchen. Die Achsträger sind aus Stahlguß ausgeführt; die Lager besitzen Rotgußschalen und sind durch Lagerdeckel vollständig geschlossen.

Bei dem großen Schleusengefälle würde ein Erzittern des Schützes unter dem Einfluß von Wasserwirbeln, die sich bei teilweiser Öffnung auf der Schützrückseite bilden, schnell zu Zerstörungen führen. Die Gegenfederung, die das Schütz an die Laufschienen drückt, ist deswegen wesentlich kräftiger als bei früheren Ausführungen gehalten. Die vier Gegenrollen sind in zwei lotrecht durchlaufenden Traversen aus Stahlguß gelagert. Die Traversen enthalten je zwei Gehäuse für starke Spiralfedern und sind mit diesen Gehäusen auf entsprechend gestaltete, als Federwiderlager dienende Ansätze der Hauptachsträger aufgeschoben. Durch die Federn hindurch laufen Bolzen, die in die Achsträger fest eingeschraubt sind und durch die Gegenrollentraversen mit Spielraum hindurchgreifen, sie begrenzen mit den in der Abbildung sichtbaren Muttern die Ausdehnung der Federn und halten die Traversen mit dem Schützkörper auch beim Ausheben aus dem Schützschacht zu einem Ganzen zusammen. Die Spannung der Federn kann durch Zwischenlagen geregelt werden und ist vorläufig auf 3 t/Feder bemessen. Die Gehäuse der Federn gestatten ein Zusammendrücken der Federn um 20 mm, so daß Fremdkörper, die etwa trotz der Bahnräumer unter die Räder geraten sollten, überfahren werden können. Den Hauptlaufrädern sind keine Gegenschienen auf der Vorderseite des

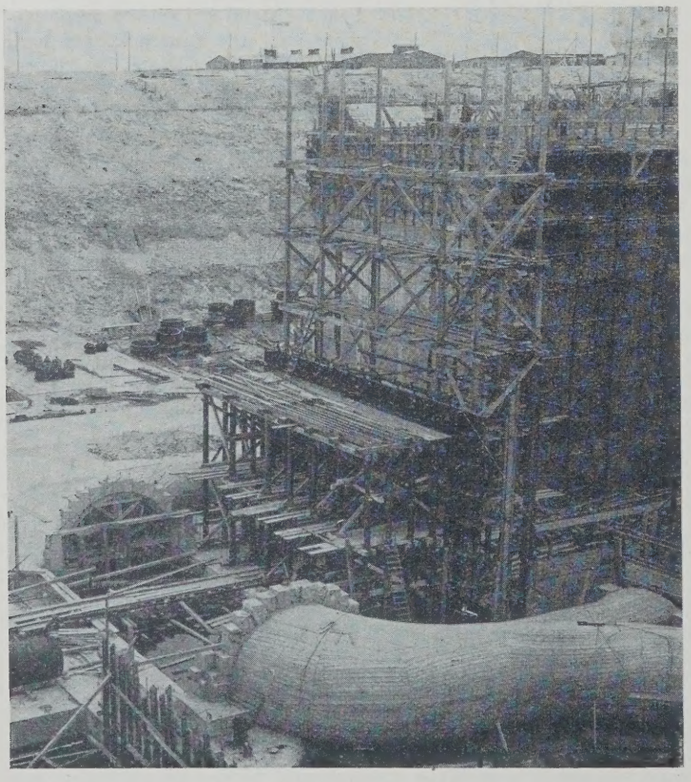
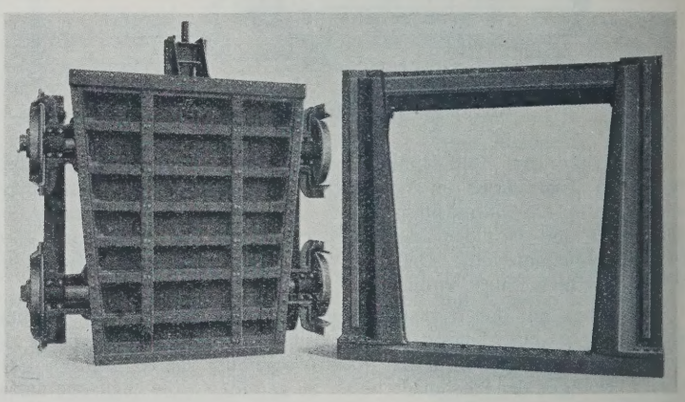


Abb. 24. Lehrgerüst für die Stirnmauer und Hubtoranschlagrahmen mit Montagegerüst für die Torführungen.



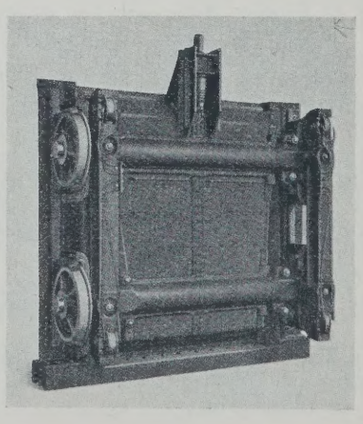
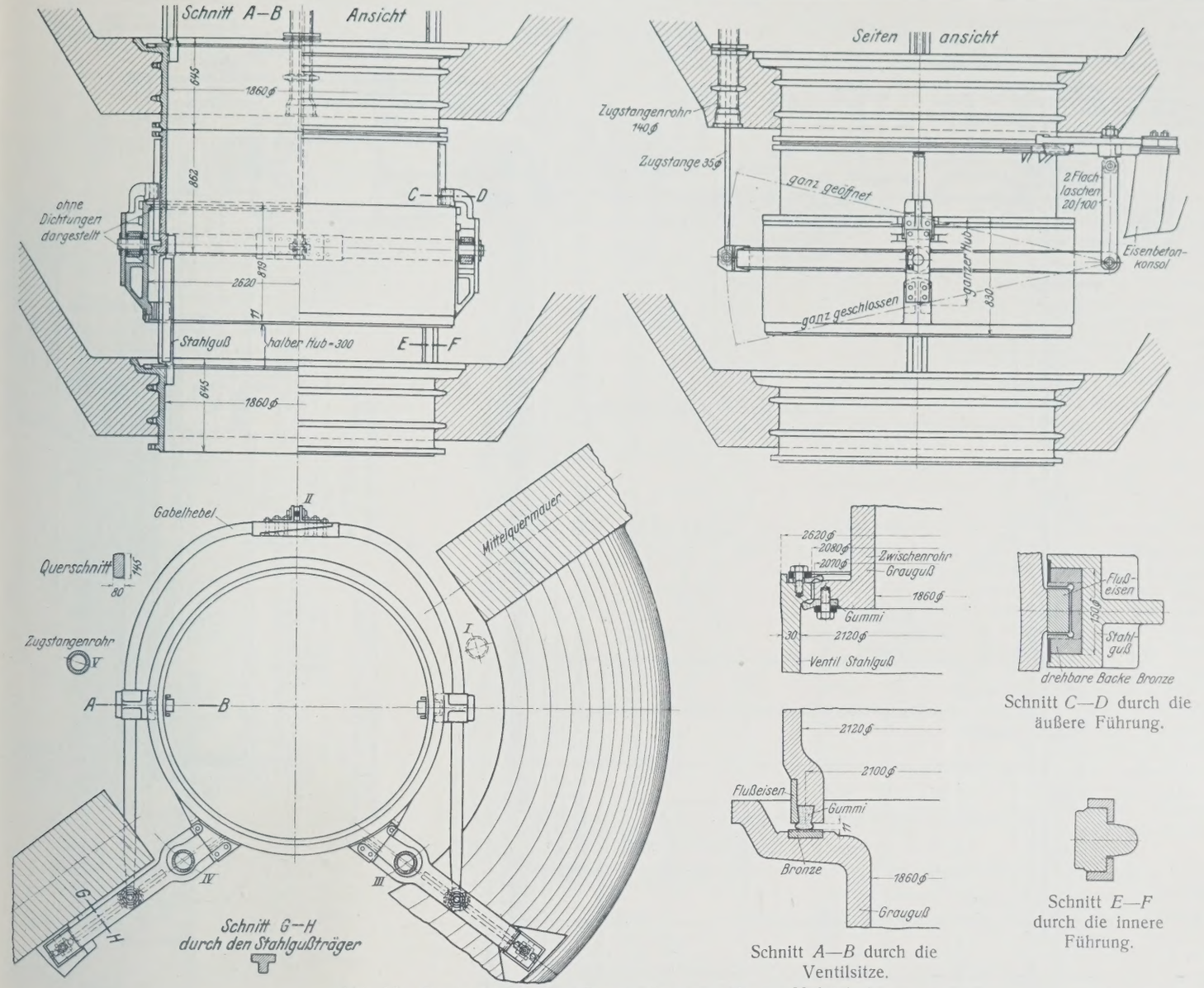


Abb. 25.
Rollkeilschütz mit Rahmen (ohne Eichenholzausfütterung der Riegelzwischenfelder).

Schützes gegenübergesetzt, da Räder, die sich zwischen zwei Schienen befinden, beim Einklemmen von Fremdkörpern an der Drehung behindert sind und festsitzen. Alle Lager werden mit Vaseline geschmiert. Die Schmierrohre sind oben an der Schützvorderseite zusammengeführt, sie sind bei angehobenem Schütz gut zugänglich. (Der bedienende



Schnitt *A—B* durch die Ventilsitze.

Schnitt *C—D* durch die äußere Führung.

Schnitt *E—F* durch die innere Führung.

Abb. 26. Sparbeckenventil. (Einzelheiten in größerem Maßstabe.)

Arbeiter hat sich auf den unteren Achsträger zu stellen und mit einem Leibgurt an dem Halteeisen unterhalb des oberen Achsträgers festzuhaken.)

Die Anschlagrahmen der Schütze sind wie die Toranschlagrahmen aus Stahlguß hergestellt und mit Flacheisen, die an den Rahmenquerrippen fest angeschraubt sind, im Beton verankert; die Rahmen sind jedoch, da sie beim Einbau nicht im geringsten verdrückt werden durften, nicht vor dem Betonieren der Schützschachtwandungen aufgestellt, sondern erst nach der Fertigstellung der Häupter — mit eingeschobener Schütztafel — in Aussparungen eingesetzt worden, die so gestaltet und bewehrt waren, daß sich die Arbeitsfugen später nicht lockern können. Die Kanten der Schützrahmen sind am Schützschacht abgeschrägt, um den Durchflußbeiwert zu verbessern und das Ausschleifen der Kanten durch den vom Wasser mitgeführten Sand zu vermindern. Die bearbeiteten auswechselbaren Dichtungsleisten liegen im Schutze der abgeschrägten Rahmenflächen.

Auf der Rückseite der Schütze sind die Riegelzwischenräume durch Eichenholzfutter, die mit etwas Spielraum eingesetzt sind und durch Spannfedern gehalten werden, ausgefüllt, so daß die Schützrückseiten vollkommen glatt sind und den Wasserwirbeln keine Angriffsfläche bieten.

Ein Modell des Schützes (im Maßstabe 1 : 20) ist in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin geprüft worden (vergl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1926, S. 274). Die an der Schützrückseite bei verschiedenen Teilhüben entstehenden Wasserdrücke sind durch eingebaute Meßrohre festgestellt, nachteilige Unterdrücke sind dabei nicht beobachtet. Ferner sind die vom durchfließenden Wasser auf das Schütz ausgeübten lotrechten („Sog"-) Kräfte für alle Teilhübe ermittelt, sie wirkten stets gleichmäßig auf Schließen des Schützes und blieben ebenfalls innerhalb solcher Grenzen, daß gute Betriebsergebnisse erwartet werden können. Die Ausfütterung der Riegelzwischenfelder auf der Schützrückseite bewirkt im allgemeinen keine augenfällige Änderung der gemessenen Werte, nur bei dem kleinsten untersuchten Schützhube von 0,1 m war eine Verringerung des Soges erkennbar; hiernach erschien es auch vorteilhaft, die Ausfütterung nicht auf die unteren Riegelfelder zu beschränken, sondern ganz durchzuführen.

Sparbeckenventile. Die durch die Speicher hindurchlaufenden Schachtrohre aus Grauguß und ihre Verschlußdeckel sind wie in Minden ausgebildet. Die Ventile (Abb. 26) sind dagegen aus Stahlguß hergestellt und haben am unteren Sitz eine verbesserte Dichtung erhalten, die sich nicht festsaugen kann. Die Ventile sind nicht mehr an drei Punkten ihres Umfanges aufgehängt, sondern sie werden nur durch eine einzige Zugstange mittels eines Hebels bewegt, der die Ventile gabelähnlich umfaßt (D. R. P. der Freund-Starkehoffmann-Maschinen A.-G.). Das Ventil ist im Gabelhebel mit zwei Zapfen gelagert. Um ein Festklemmen zu verhüten, hat das Ventil nur oberhalb und unterhalb der Zapfen Führungen erhalten, dabei stehen die dicht anliegenden Führungsflächen parallel zur Zapfenachse, so daß sie kein Schwingen des Ventils um diese Zapfenachse zulassen.[3]) Schwingungen um den hierzu winkelrecht liegenden Durchmesser müssen durch die Steifigkeit des Hebels verhindert werden. Die am Ventil sitzenden Führungskörper sind mit auswechselbaren Backen versehen, die sich, um gut anzuliegen, parallel zur Zapfenachse drehen können.

Die rückwärtigen Enden des Gabelhebels sind an Stahlgußträgern aufgehängt, die einerseits am Schachtrohr, anderseits auf Vorsprüngen der Eisenbeton-Einlauftrichter aufliegen; zur Aufhängung sind Flacheisen-

[3]) Solche Führungen wären auch bei Zweistangen-Aufhängung der Ventile verwendbar.

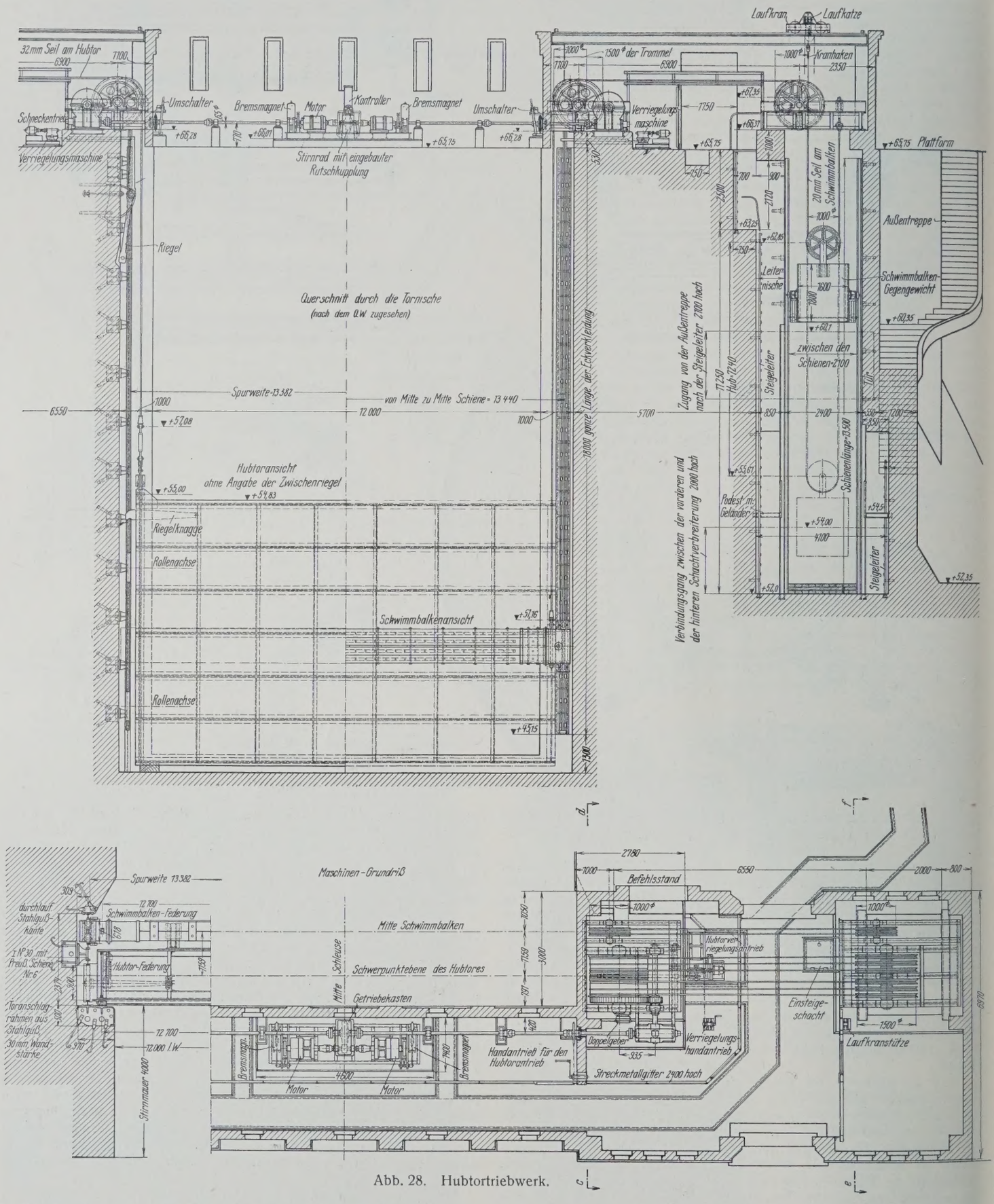
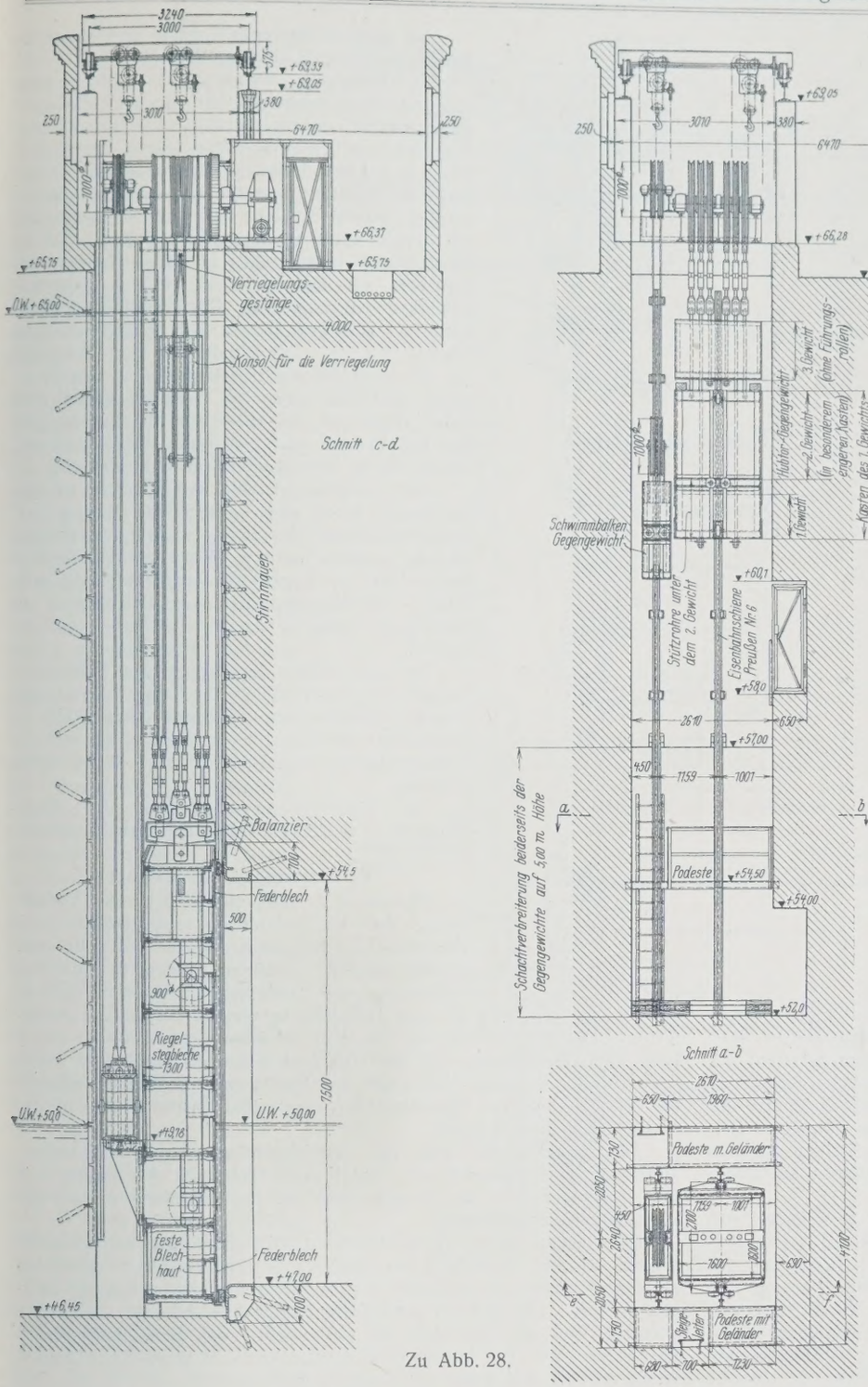


Abb. 28. Hubtortriebwerk.

laschen benutzt, um die — bei Vorversuchen zu mehreren Millimetern festgestellte — elastische seitlich gerichtete Formänderung der Gabelenden ohne Zwängen zu gestatten.

Die Anwendung des Gabelhebels hat mit dem geringsten Kostenaufwande ermöglicht, die Zahl der Zugstangenrohre zu beschränken, so daß auch die obersten Ventile gut zugänglich blieben, vor allem aber, die Triebwerke im Vergleich zu der Mindener Anordnung erheblich zu vereinfachen.

Die fünf Zugstangen sind, um je $^1/_5$ des Kreisumfanges versetzt, konzentrisch um das Schachtrohr herum angeordnet, wobei die Zugstangen



Zu Abb. 28.

der unteren Becken zwischen den Gabeln der oberen Becken hindurchgeführt werden konnten. Bei noch größerer Beckenzahl würde man dazu übergehen müssen, mehrere Zugstangen auf denselben Durchmesser zu setzen und die Gabelhebel der unteren Stockwerke um die Hubstangenrohrdicke länger als die der oberen zu bemessen.

Notschütze. Die zum Trockenlegen der Rollkeilschützschächte zu benutzenden Notschütze sind nach Abb. 27 (S. 362) in Eisenkonstruktion mit hölzernen, mit einem Teerstrick versehenen Dichtungsleisten hergestellt. (Sie haben zwei obere Anschläge, damit sie auch im Einfallschacht der Oberhäupter verwendet werden können, wo die Umläufe mit überhöhtem Querschnitt beginnen.)

Die Notschützschächte sind auch bei eingesetztem Schütz bis auf die Umlaufsohle begehbar. Beim Herablassen werden die Schütze erst dicht über den Umläufen durch schräge Führungsflächen mit Gleitschienen in die Schütznischen geleitet; ein Festklemmen im Schacht ist daher nicht zu befürchten.

Bevor mit dem Leerpumpen begonnen wird, werden die Notschütze dicht gegen die aus Granit bestehenden Anschläge verspannt; hierzu sind in jedes Schütz vier Andrückspindeln eingebaut, die mittels Handrades und Schneckentriebes von der oberen Schützkante aus gegen die Rückseite der Notschütznischen geschraubt werden und die Schütze vortreiben.

Auch die Mündungen der Umläufe und Notumläufe im Unterhaupt können durch Vorsetzen ähnlicher Notschütze verschlossen werden.

IV. Triebwerke.

Klapptore. Die Klapptorantriebe entsprechen im wesentlichen dem der Mindener Schachtschleuse, nur sind die zum Teil unter der Plattform des Oberhauptes, zum Teil unter der der ersten Speicher liegenden Führungen für den Rollenwagen der Schubstange mit seitlicher Verstellbarkeit befestigt, um seitliche Verschiebungen dieser beiden Bauteile ausgleichen zu können, soweit solche Verschiebungen bei dem unnachgiebigen Untergrunde überhaupt zu erwarten sind.

Die Hubzeit beträgt 25 Sek., bei Handbedienung brauchen zwei Mann rd. 7 Min.

Hubtore. Ein Hubtorantrieb ist in Abb. 28 dargestellt. Das Tor ist an den Seilen unter Zwischenschaltung von Balanciers aufgehängt, damit das wegen des Spielraumes seiner Führungsrollen mögliche Pendeln des Tores keine Überbelastung einzelner Seile hervorruft. Die zwölf Spezial-Krandrahtseile von 32 mm Durchm. mit je 222 Drähten von 1,42 mm Stärke sind unter Berücksichtigung der größten Bewegungswiderstände und der Biegungsspannungen mit reichlich 6,5facher Sicherheit bemessen. Die sechs Seile jeder Torseite sind über eine gemeinsame Antriebstrommel geführt, wobei die beiden mittleren Seile die Trommeln auf $^5/_4$ des Umfanges umschlingen. Über den Gegengewichtschächten hat dagegen jedes Seil eine frei drehbare Einzelrolle erhalten, um Zusatzspannungen infolge ungleicher Durchmesser der Seilrillen zu verhüten.

Zu den sechs Seilen gehören drei je 13,7 t schwere Gegengewichte, diese stehen im Schacht lotrecht übereinander und sind so aufgehängt, daß sie sich bei Seilbruch gegenseitig abfangen. Die Gewichte bestehen aus Blechkasten, die mit dicht gepacktem, durch Zementmörtel gebundenem Eisenschrott gefüllt sind. Der Kasten des untersten umgreift das mittlere Gewicht und trägt die Führungsrollen. Für gußeiserne Ausgleichgewichte ist Platz gelassen.

Die beiden Hauptseiltrommeln werden über zwei Stirnrad- und ein eingängiges Schneckenvorgelege von einer gemeinsamen, auf der Stirnmauer stehenden Antriebsmaschine bewegt. Wie in Minden besitzt diese zwei Motoren, von denen jeweils nur einer benutzt wird. Die Kupplungen zum Wechseln der Motoren werden durch ein Handrad gemeinsam umgestellt, zugleich wird ein Kontroller bewegt, mit dem die elektrischen Zuleitungen nach den Motoren und den beiden zu ihnen gehörenden auf ihren freien Wellenenden angeordneten Magnetbremsen umgeschaltet werden.

Der Torhub dauert 75 Sek. Handbetrieb kommt nur als äußerster Notbehelf in Frage; vier Mann würden für einen vollen Torhub rd. 1 Std. gebrauchen. Beim Einkuppeln der Handantriebe werden die elektrischen Zuleitungen nach den Motoren unterbrochen.

In der oberen Endlage werden die Tore gegen Ablaufen (etwa infolge falscher Einstellung des Hubes der Magnetbremsen) gesichert, indem durch selbsttätige Verriegelungsmaschinen (vergl. unter V.) Hängependel, die an der Tornischenwand gelagert sind, unter Riegelknaggen des Torkörpers geschoben werden. Diese Sicherungen bleiben im normalen Betriebe lastfrei, sind aber so bemessen, daß sie das gesamte Torgewicht tragen können. Zum Schutze gegen Überfahren der oberen Endlage ist außer den Endschaltern an den Seiltrommeln ein weiterer Ausschalter eingebaut, den das Tor selbst beim Überschreiten der Endstellung unmittelbar durch eine Stange betätigen würde.

Umlaufschütze. Die Schützaufhängungen sind, soweit sie über die Antriebritzel laufen, aus M.A.N.-Laschenketten, deren Bolzen dreifach

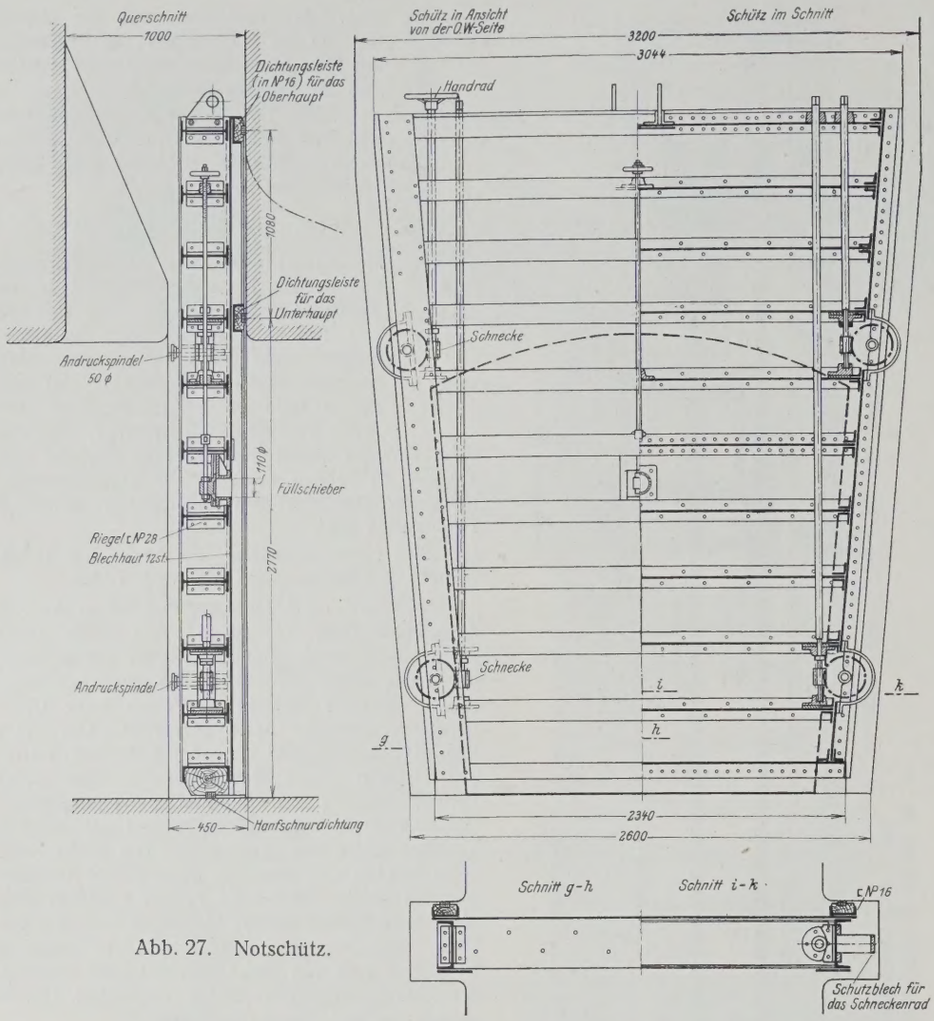


Abb. 27. Notschütz.

gelagert sind, hergestellt und an die Schütze federnd angeschlossen. Die Gegengewichte (Gußkörper in flußeisernem Führungsrahmen) sind um den Auftrieb der Schützkörper leichter als die Schütze gehalten; sie mußten, da für eine Verbreiterung der oberen Schachtenden kein Platz verfügbar war, über den Schützen aufgehängt werden, jedoch können die Schütze, da sie oberhalb des normalen Hubes aus den Führungen freikommen, ohne Ausbauen der Gegengewichte aus den Schächten gehoben werden, dabei werden die Gegengewichte in den Schächten auf starke Auffangträger abgesetzt.

Die Triebwerke (Abb. 29) enthalten für den Motor zwei Räder- und ein eingängiges Schneckenvorgelege; die Laufzeit für einen vollen Hub ohne Hubpausen ist zu 25 Sek. bemessen. Für die Bewegung der Schütze von Hand sind vier Mann erforderlich; sie können anfangs bei vollem Schleusengefälle nur rd. 0,1 m Öffnung in der Minute erreichen, aber unter Benutzung eines anderen Vorgeleges achtmal schneller schließen. Es sei bemerkt, daß die Handantriebe der Schütze nur zur Beendigung einer schon begonnenen Schleusung bei längerer Störung der Stromversorgung nach Abschaltung der Schleuse vom Stromnetz benutzt werden sollen. Der elektrische Betrieb darf hernach, damit jede falsche Wasserzuführung nach dem Sparbecken unterbleibt, nur bei leerer Schleusenkammer wieder aufgenommen werden.

Sparbeckenventile. Für die Sparbeckenventile sind wieder Kurbelantriebe verwendet, weil sie dem Hub einen stoßfreien und hydraulisch günstigen Verlauf geben. Die Untergeschosse der Triebhäuser (Abb. 30), die die Geradführungen für die Ventilhubstangen und die Gegengewichte enthalten, mußten im Vergleich zu Minden höher gebaut werden, da die Verwendung der Gabelhebel die Verdoppelung des Triebwerkhubes und der Lenkerlänge bedingt. Die Ventilhubstangen sind an die Kreuzköpfe der Führungen mit Spiralfedern angeschlossen, damit sich die Triebwerkkurbel auch beim Festsitzen des Ventils in einer Endlage unter Zusammendrückung der Federn so weit aus der Strecklage drehen kann, daß die Rutschkupplung im Schneckenrade des Triebwerks ohne Überbeanspruchung der Zugstange zur Wirkung kommen kann.

Im Obergeschoß der Häuser stehen, von allen Seiten gut zugänglich, die fünf, abgesehen von Rechts- und Linksausführung, gleich gebauten einfachen Windwerke. Der Ventilhub dauert 10 Sek. Handkurbeln sind vorgesehen, werden aber nur bei Überholungsarbeiten benutzt.

Bei größerer Beckenzahl würde eine stehende Bauart der Winden an Platz sparen.

Triebhäuser. Während die Untertor- und Sparbeckenventiltriebwerke in massiven Häusern untergebracht werden konnten, war dies für die Klapptor- und Schützantriebe wegen des Platzmangels auf den Häuptern nicht möglich. Diese Antriebe mußten deswegen gedrängter gebaut werden. Sie sind durch Blechgehäuse überdeckt, die keinen festen Zusammenhang mit den Triebwerkrahmen haben und in zwei Teilen, in Schienen auf der Plattform rollend, beiseitegefahren werden können. Die Maschinen können daher bei sonnigem Wetter gut gelüftet und getrocknet werden. Die Windwerke sind übrigens, um sie möglichst vor Feuchtigkeit zu bewahren, nicht über den Schächten, sondern seitich von ihnen aufgestellt; die unter der Plattform liegenden Ritzelwellen sind gegen die Schächte durch dichte Wände mit Stopfbüchsen abgeschlossen.

Die massiven Triebhäuser können zwecks Trocknung durch eine — auch zur Heizung der Aufenthaltsräume dienende — Warmwasserfernheizung erwärmt werden, deren zentrale Kesselanlage sich im Pumpwerk (vergl. unter VI) befindet. Die Heizwasserleitungen sind isoliert in besonderen Kanälen auf der Schleusenplattform geführt.

Die maschinelle Ausrüstung der Schleusenhäupter ist einschließlich der Toranschlagrahmen von der Maschinenfabrik Schmidt, Kranz & Co. in Nordhausen am Harz, die der Sparbecken von der Freund-Starkehoffmann-Maschinen A.-G. in Berlin geliefert.

Die Schleusentore sind von der Firma Friedrich A. Seebeck in Wesermünde-Lehe gebaut.

V. Elektrische Ausrüstung.

Sämtliche Antriebe jeder Schleuse werden zentral von einem Stellwerk aus gesteuert; der Maschinist im Stellwerk soll jedoch nicht selbständig handeln, sondern er erhält seine Anweisungen vom Schleusenmeister von Befehlsständen aus, die sich auf den Häuptern beiderseits der Einfahrten befinden. Der Schleusenmeister hat hier die Fahrzeuge vor Augen und kann ihre Beschädigung auf dem Drempel des Oberhauptes oder unter dem Untertor verhüten. Die Lage des Oberdrempels ist durch weiße, in die Verblendung der Kammermauer eingesetzte Fliesen oberhalb der Wasserlinie gekennzeichnet.

Die Befehlsstände sind mit Maschinentelegraphen und Lautfernsprechern, mit Steuerschaltern und Kontrollampen für die Signale und mit Fernzeigern für die Wasserstände der Schleusenkammer und der Kanalhaltungen ausgerüstet.

Die beiden Schleusenstellwerke (Abb. 31) liegen als gedeckte eiserne Brücken zwischen den mittleren Ventiltriebhäusern über den Schleusenkammern, so daß auch der Maschinist die gesamte Anlage übersehen kann. Die Brücken sind Gerberträger; die Gelenke sind so angeordnet, daß die Gesamtlast im wesentlichen auf die Kammermauern übertragen wird. Die Außenwände der Brücken sind gegen Kälte isoliert, innen vertäfelt und außen mit Kupferblech bekleidet.

Triebwerke. Von den Antrieben werden nur die Motoren der Tortriebwerke unmittelbar durch in den Arbeitsstromkreisen liegende Kontroller angelassen; für die Steuerung der übrigen Antriebe und die gegenseitige Blockung dienen Hilfsströme.

Mit Ausnahme der Blockleitungen sind keine Hilfsstromkreise auf die Schleuse hinausgeführt, vielmehr sind sämtliche Hilfsstromapparate, die Schütze und Schalter für die Steuerung der Arbeitsströme und auch die Anlaßwiderstände der Tor- und Umlaufschützmotoren in zwei Apparateräumen neben dem Schaltraum auf der Stellwerkbrücke eingebaut. Die empfindlicheren Apparate der elektrischen Ausrüstung sind also feuchtigkeitssicher untergebracht und ständig leicht zu überwachen.

Im Schaltraum des Stellwerks befinden sich nur die Hauptschalttafeln und das Schaltpult. Das Schaltpult ist in Abb. 32 dargestellt. Die jeweils gleichzeitig zu beachtenden Apparate sind übersichtlich in den Teilfeldern des Pultes vereinigt. Der Kontroller für die Sparbeckenventile (26) hat drei Stellungen: „Kammer füllen", „Null", „Kammer leeren". Er kann nur aus der Nullage bewegt werden, wenn alle Tore und Umlaufschütze geschlossen und stromlos sind. Beim Einschalten setzt er einen Automaten in Bewegung, der selbsttätig die Sparbecken in der richtigen Reihenfolge öffnet und nach der für den Wasserausgleich

ötigen Zeit wieder schließt. Dieser Automat, der Sparbeckenvähler, enthält eine zylindrische Walze von 650 mm Durchm. mit Steuernocken. Diese Nocken, deren genaue Stellung im Betriebe ausgeprobt ist, schließen bei der Umdrehung der Trommel die Schalter von Hilfsströmen, die nun ihrerseits durch Schütze die Ventilmotoren einschalten. Die Schleusung kann jederzeit unterbrochen und dann auch in umgekehrter Richtung fortgesetzt werden.

Nach Durchsteuerung der fünf Sparbeckenstufen läuft der Wähler in eine der Endstellungen Oberhaupt oder Unterhaupt ein und gibt damit die Tore des entsprechenden Hauptes und die Umlaufschütze frei. Diese Blokkung durch den Sparbeckenwähler ist vervollständigt, indem die Antriebe des Oberhauptes noch einmal elektrisch von denen des Unterhauptes in der Weise abhängig gemacht sind, daß z. B. kein Antrieb am Oberhaupt laufen kann, solange irgendein Verschluß des Unterhauptes offen ist.

Abweichend von der normalen Betriebsweise der Schleuse mit Benutzung der Sparbecken kann bei Wasserüberschuß auch ohne Benutzung der Sparbecken geschleust werden. Ein Wechsel der Betriebsweise ist nur möglich, wenn sich der Sparbeckenwähler in einer der Endstellungen befindet und dabei das zugehörige Tor offen (das Hubtor verriegelt) ist, also die Schleuse voll oder leer ist. Auf dem Schaltpult und auf der Schalttafel sind Signallampen eingebaut, die die Endstellungen des Sparbeckenwählers und die eingeschaltete Betriebsweise anzeigen.

Die Umlaufschütze sollen, wie im Abschnitt I dargelegt ist, in Teilhüben geöffnet werden. Zum Schalten dieser Teilhübe wird ein selbsttätiger „Hubwähler" von ähnlicher Bauart wie der Sparbeckenwähler verwendet, dagegen wird das Schließen der Umlaufschütze durch die Kontroller unmittelbar ohne Zuhilfenahme der Wähler gesteuert. In besonderen Fällen kann der Maschinist die Schützhübe auch willkürlich wählen, indem er den Hubwähler durch die Umgehungsschalter (21 u. 34) überbrückt.

Im Untertortriebwerk werden die Riegelmotoren selbsttätig durch die Endschalter des Hubwerks eingeschaltet, sobald das Hubtor in seiner obersten Stellung angelangt ist.

Alle Motoren (Drehstrom, 380 V) sind geschlossen gebaut und besitzen Kugel- oder Rollenlager. Die Triebwerkbremsen werden durch Bremsmagnete gelüftet. Die Endschalter liegen nicht in den Hilfsstrom-, sondern in den Ständerstromkreisen der Motoren. Die Motoren der Spar-

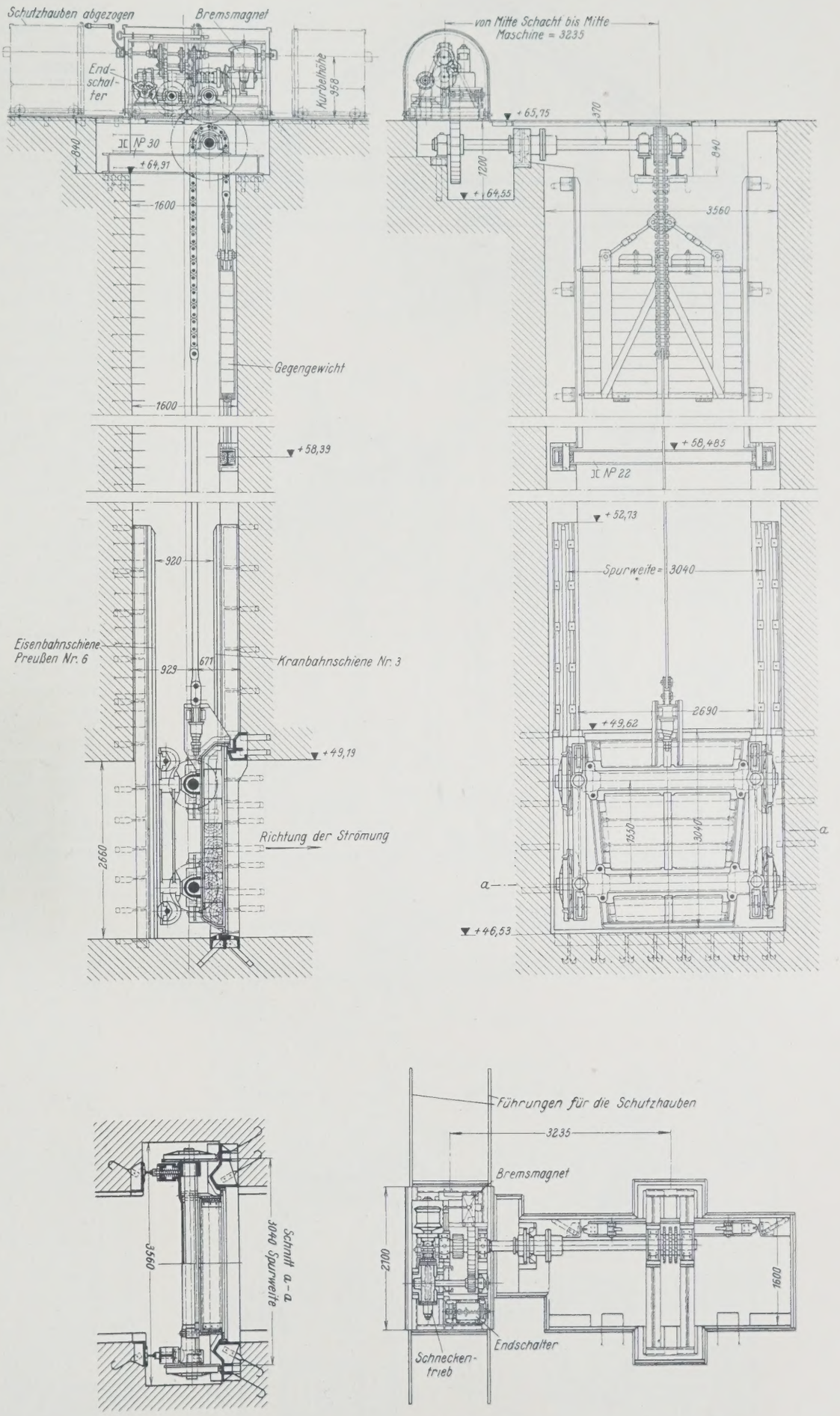


Abb. 29. Schütztriebwerk.

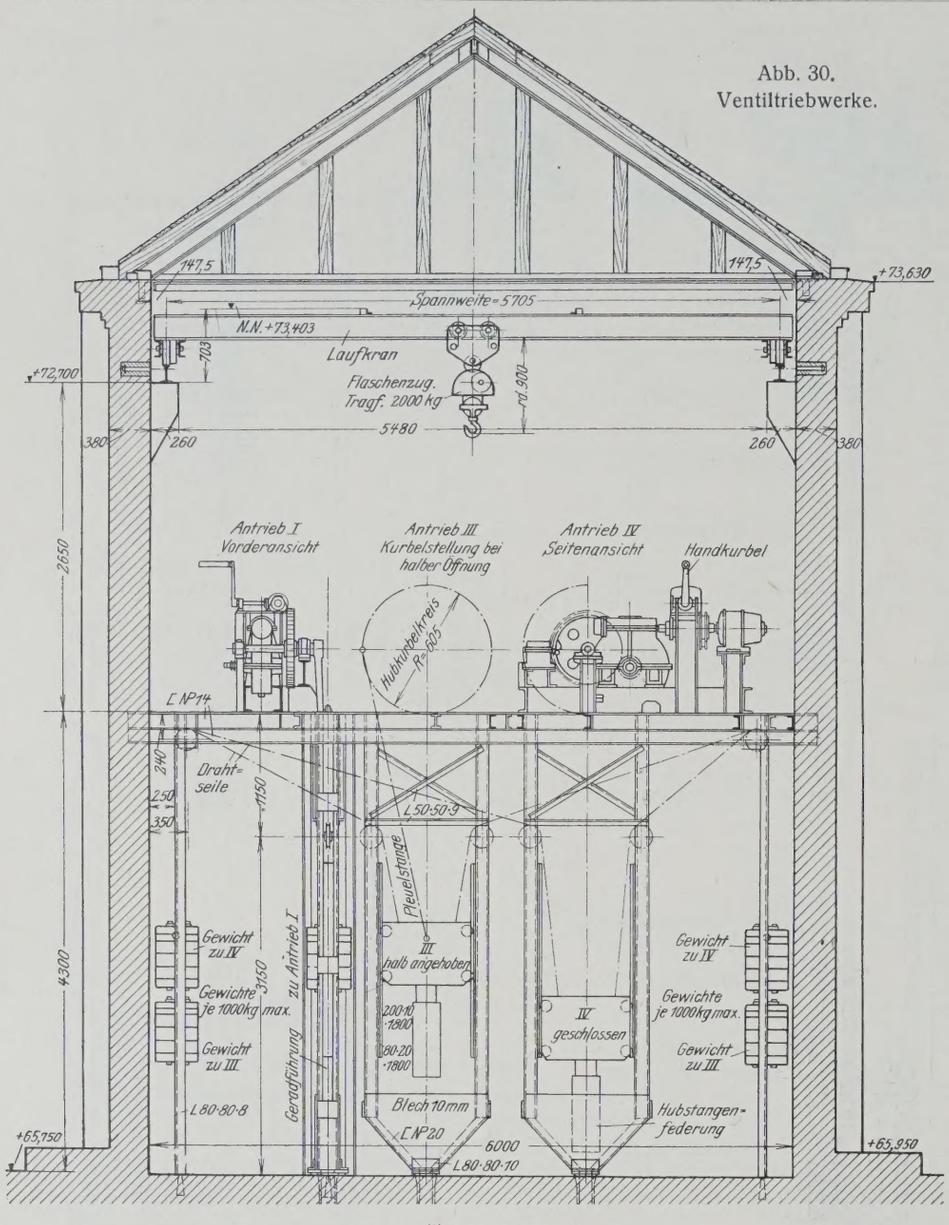
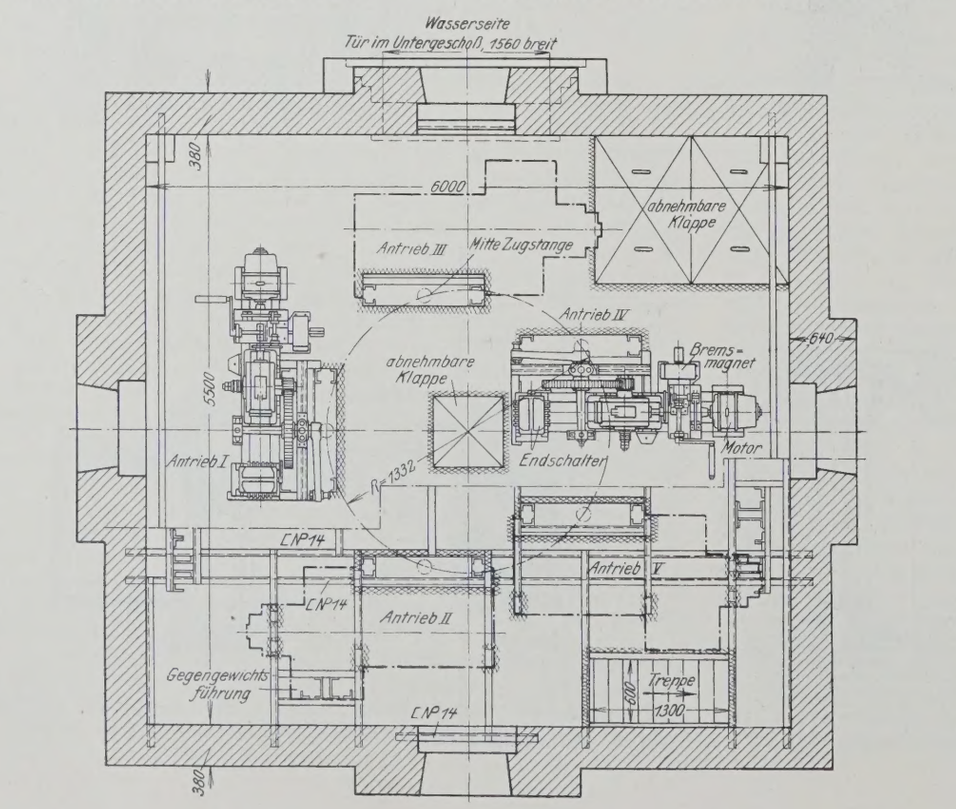


Abb. 30. Ventiltriebwerke.



beckenventile leisten 6 kW, sie erhalten keine mehrstufigen Anlaßwiderstände, sondern nur feste, an die Triebwerke selbst angebaute Läuferwiderstände. Die Motoren der Umlaufschütze und der Obertore leisten 9,8 kW, die Untertorhubmotoren 28 kW. Die Motoren sind im Stellwerk durch Höchststromauslöser, die Stromkreise für die Signallampen und für die Beleuchtung durch Kleinautomaten gesichert; es sind also keine Sicherungen mit Schmelzeinsätzen verwendet.

Gefahrschalter. In den Befehlständen, ferner an sämtlichen Ventiltriebhäusern und auch im Schaltpult (51, 52, 53) werden Druckknopfschalter eingebaut. Durch ihre Betätigung werden offene oder im Öffnen begriffene Ventile und Umlaufschütze geschlossen und in Bewegung begriffene Tore angehalten. Dem Schleusenmeister, der während der Schleusung zwischen den Häuptern unterwegs ist, und dem Schleusenpersonal ist damit möglich, ohne Zutun des Stellwerkmaschinisten in Gefahrfällen jede Bewegung zu unterbrechen. Sobald der Maschinist den noch eingeschalteten Kontroller in die Nullstellung zurückdreht, werden sämtliche von den Gefahrschützen hergestellten Verbindungen aufgelöst, und die Triebwerke können dann in beliebiger Richtung neu angelassen werden.

Signalanlagen für die Schiffahrt. Die Einfahrt und Ausfahrt der Schleppzüge in die Schleuse wird durch Signale geregelt. Die Ausfahrsignale werden von den Endschaltern der Tortriebwerke selbsttätig in der Weise gesteuert, daß nach dem Öffnen des Obertores bezw. dem Verriegeln des Untertores die Ausfahrt durch das geöffnete Haupt freigegeben wird. Die Signale für die Einfahrt von den Vorhäfen aus werden dagegen vom Schleusenmeister von den Befehlständen aus geschaltet; auch hierbei erscheint das Signal „frei" nur bei geöffnetem bezw. verriegeltem Tore. In den Befehlständen sind Kontrollampen für die Einfahr- und Ausfahrsignale eingebaut, ebenso werden alle Signale im Schaltpult zur Benachrichtigung des Maschinisten durch Kontrollampen wiederholt.

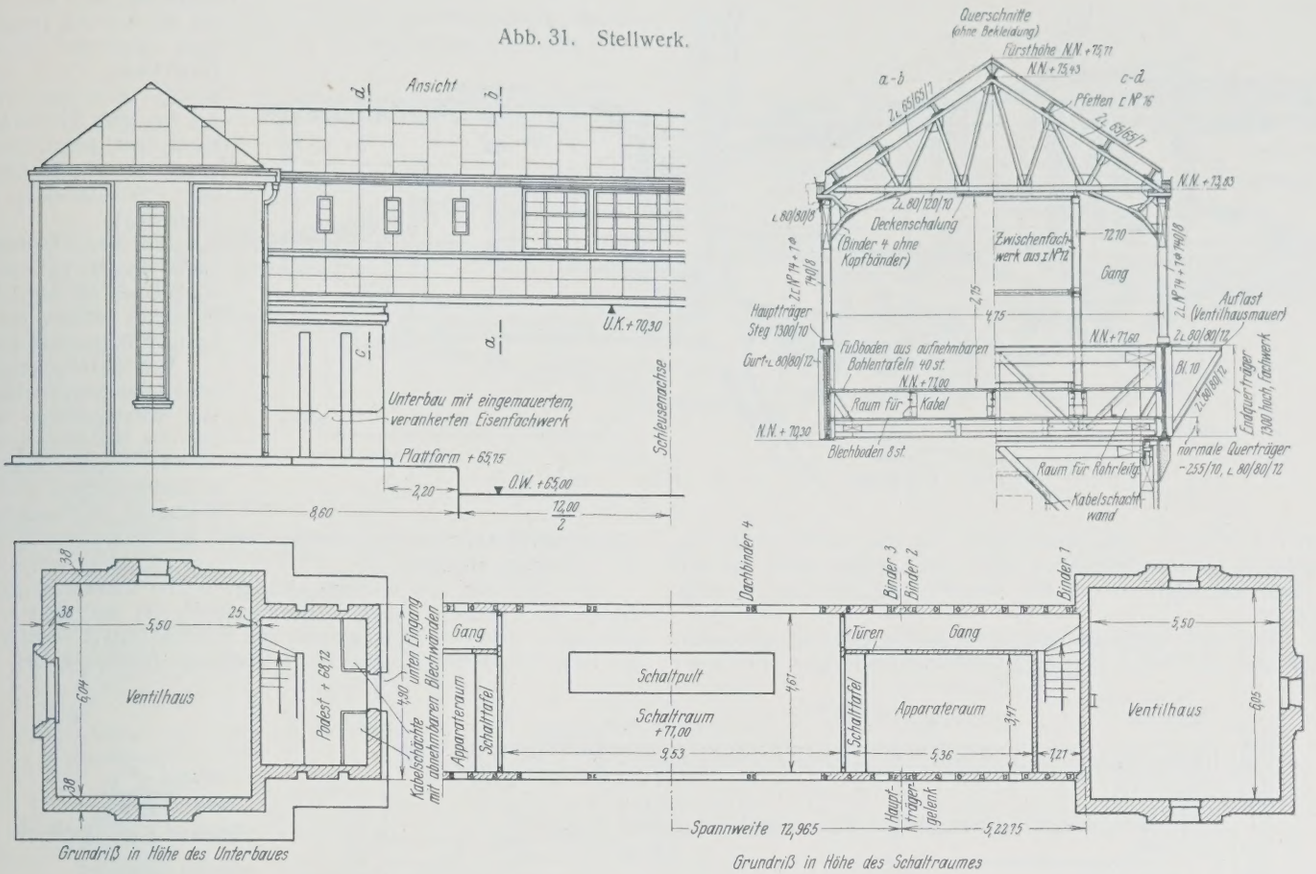
Die Signale sind nicht als Form-, sondern als Tages-Lichtsignale gebaut und über den Schleuseneinfahrten angebracht. Die Ausfahrsignale sind nach der Schleuse zu auch bei hellstem Sonnenlicht auf 150 m, die Einfahrsignale nach den Vorhäfen auf mindestens 800 m erkennbar.

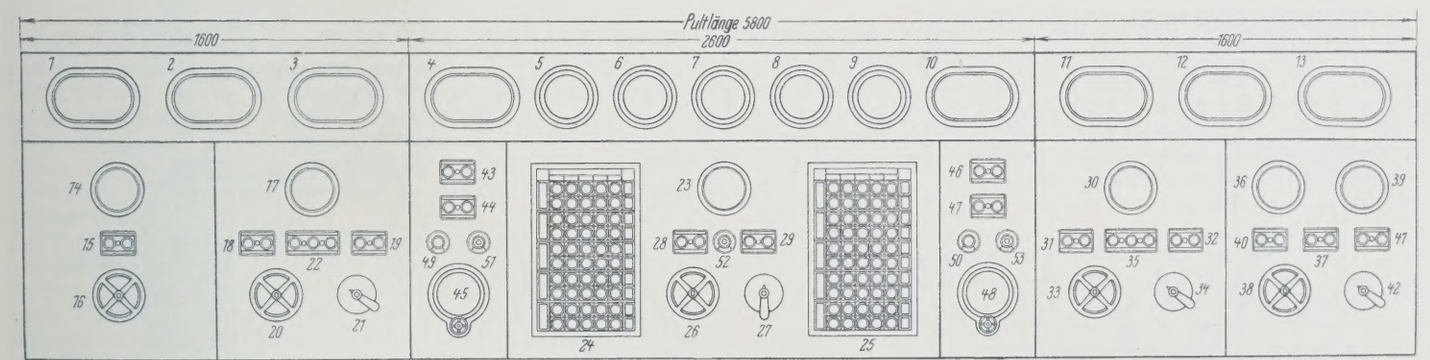
Fernzeigeranlagen. Die Fernzeigeranlagen arbeiten mit 220 V Wechselstrom. Die Geber der Wasserstandsanzeiger werden durch Schwimmer angetrieben. Die Pegelschächte für die Kammerwasserstände liegen in den Oberhäuptern nördlich des ersten und des vierten Brückenzwischenpfeilers, die für den Unterwasserstand liegen im Unterhaupt zwischen den beiden Überlaufkanälen der mittleren Speicherreihen, die für den Oberwasserstand in einem Leitwerkpfeiler im oberen Vorhafen; sie sind 1 m weit und besteigbar. Die 40 cm weiten, gußeisernen, einbetonierten Zulaufrohre können am Einlauf durch — geschützt in Nischen liegende — Verschlüsse abgesperrt und gedrosselt werden, die den bei Kanalisationen verwendeten Spülschiebern ähnlich gebaut sind und hinter der Schiebertafel aus wechselbare Rechen enthalten. Für die Sparbeckenwasserstände sind nur in den fünf Becken des 3. Mittelspeichers jeder Schleuse Pegel vorgesehen. Bei ihnen laufen die Schwimmer in eisernen Gehäusen, die zwischen Boden und Decke der Becken eingespannt sind, und sind so gegen Abtreiben durch die starke Wasserströmung beim Füllen und Leeren der Becken gesichert.

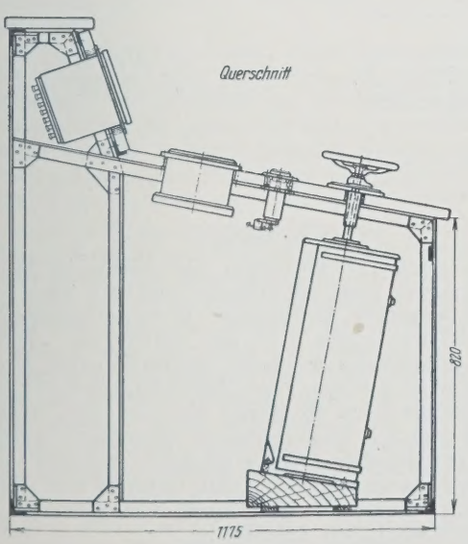
Die Geber für den Stand der Tore und Umlaufschütze sind unmittelbar an die Triebwerke angebaut.

Sämtliche Empfänger in den Befehlständen und im Schaltpult der Stellwerke besitzen Anzeige-

Abb. 31. Stellwerk.







Erläuterung.

1 Fernzeiger für das Klapptor.
2 Fernzeiger für den Oberwasserstand und den Kammerwasserstand.
3 Fernzeiger für die Oberschütze.
4 u. 10 Fernzeiger für den Kammerwasserstand.
5 bis 9 Fernzeiger für die Sparbeckenwasserstände.
11 Fernzeiger für die Unterschütze.
12 Fernzeiger für den Unterwasserstand und den Kammerwasserstand.
13 Fernzeiger für das Hubtor.

14 Strommesser . . } für das Klapptor.
15 Signallampen . . }
16 Kontroller . . . }

17 Strommesser . . } für die Oberschütze.
18 u. 19 Signallampen }
20 Kontroller . . . }

21 Umschalter zur Überbrückung des Hubwählers.
22 Signallampen für die Wählerstellungen.

23 Strommesser . . } für die Sparbeckenventile
24 u. 25 Signallampen }
26 Kontroller . . . }

27 Umschalter für den Betrieb mit / ohne Sparbecken.
28 Signallampen für die Betriebsweisen.
29 Signallampen f. d. Beckenwählerstellungen.

30 Strommesser . . } für die Unterschütze.
31 u. 32 Signallampen }
33 Kontroller . . . }

34 Umschalter zur Überbrückung des Hubwählers.
35 Signallampen für die Wählerstellungen.

36 Strommesser . . } für das Hubtor.
37 Signallampen . . }
38 Kontroller . . . }

39 Strommesser . . } für die Hubtorriegel.
40 u. 41 Signallampen }
42 Kontroller . . . }

43 u. 44 Signallampen für die Ein- und Ausfahrt am Oberhaupt.
45 Maschinentelegraph vom Oberhaupt.

46 u. 47 Signallampen für die Ein- und Ausfahrt am Unterhaupt.
48 Maschinentelegraph vom Unterhaupt.

49 u. 50 Signallampen (leuchten nach Gefahrschalter-Betätigung).
51 bis 53 Druckknöpfe (Gefahrschalter).

Abb. 32. Schaltpult.

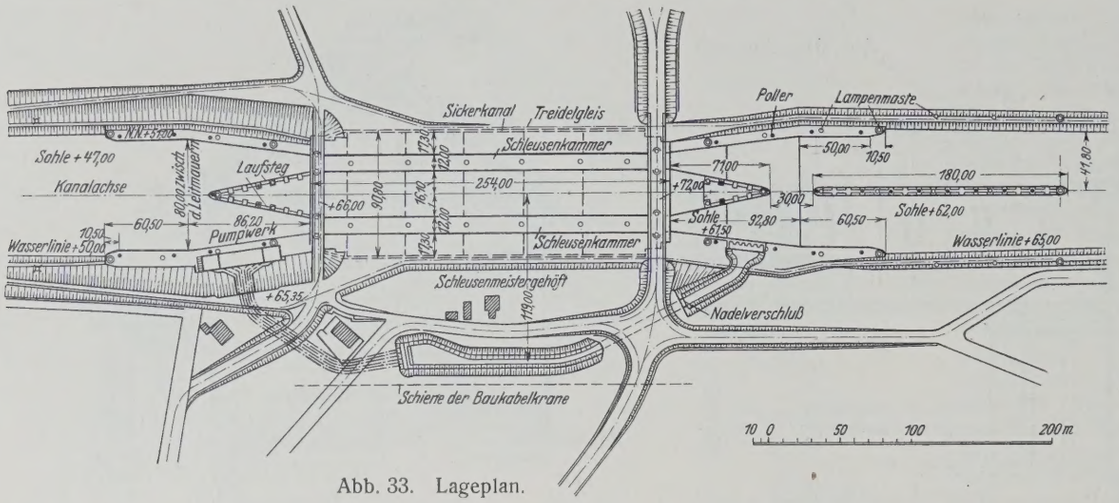


Abb. 33. Lageplan.

stufen von 2 zu 2 cm. Die Wasserstände auf den beiden Seiten der Tore werden in Differenzempfängern durch zwei Zeigersysteme auf derselben Skala angezeigt, so daß die Ausspiegelung besonders deutlich erkennbar ist.

Die Geber und Empfänger des verwendeten Übertragungssystems laufen synchron und fallen auch nach Stromunterbrechungen nicht außer Tritt. Für die Maschinentelegraphen zur Übermittlung der Befehle des Schleusenmeisters ist dasselbe System verwendet.

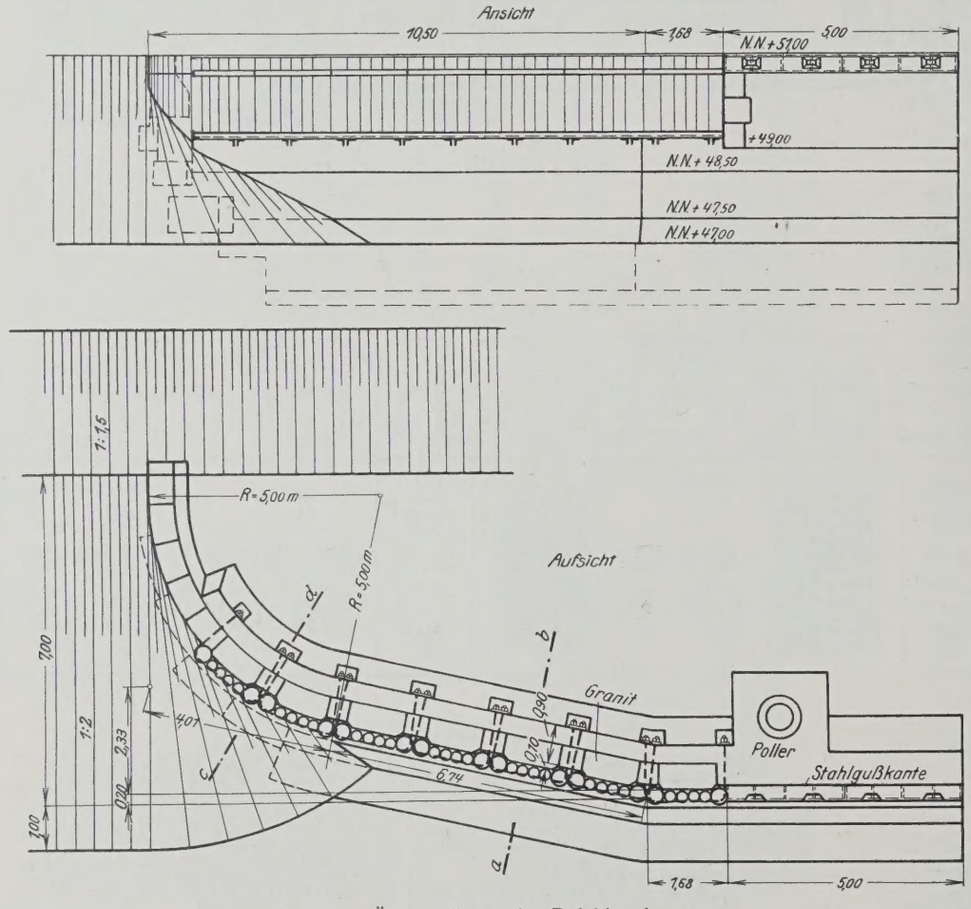
Schleusen- und Vorhafenbeleuchtung. Die der Schiffahrt dienende Schleusen- und Vorhafenbeleuchtung (Abb. 33) wird von den Stellwerken aus zentral geschaltet. Auf der Schleuse und den Leitwerken sind lichtstarke Lampen (200 bis 300 W) in blendungsfreien Tiefstrahlarmaturen verwendet; weiterhin stehen an den Vorhafenufern in Abständen von 50 m schwächere, sichtbar brennende Lampen, die im wesentlichen nur zur Kennzeichnung der Uferlinie dienen. Alle Lampenmaste sind für 10 m Lichtpunkthöhe über Wasser bemessen.

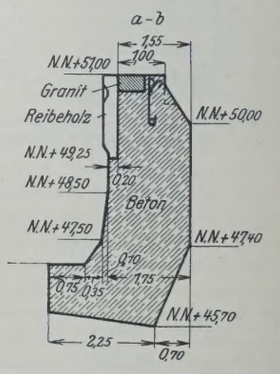
Auf der Schleuse hängen die Hauptlampen an Überspannungen zwischen Masten mitten über den Kammern, schwächere Hilfslampen sind, ebenfalls zentral schaltbar, den Abstand der Hauptlampen halbierend, an Wandarmen vor den Ventiltriebhäusern angebracht; sie haben Schrägstrahlarmaturen und beleuchten die von den Hauptlampen nicht erreichten Flächen der Plattformen und Kammerwände. Besonderer Wert ist auf eine gute Beleuchtung der Einfahrten gelegt; hier sind unter den Brückenbogen je zwei Schrägstrahler seitlich aufgehängt.

Die Vorhafenbeleuchtung kann sowohl auf den Leitwerken wie an den Ufern bei ruhendem Betriebe auf $^1/_3$ der Lampen beschränkt werden.

Von Einzelheiten der elektrischen Innenbeleuchtung mag nur hervorgehoben werden, daß die Steckdosen, die bei Arbeiten an den Triebwerken, in den Speichern und in den Schächten zu benutzen sind, mit kleinen Transformatoren versehen sind, die an die Handlampen nur 20 V Spannung abgeben.

Die Lieferung und Montage der elekrischen Ausrüstung (mit Ausnahme der Fernzeiger- und Telephonapparate) ist der AEG in Berlin übertragen. Die Fernzeigerapparate sind von Neufeldt & Kuhnke in Kiel, die Telephonapparate von Siemens & Halske in Berlin geliefert.





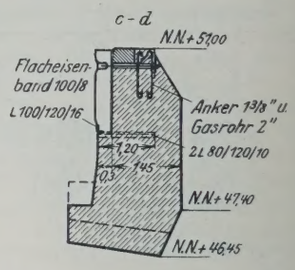
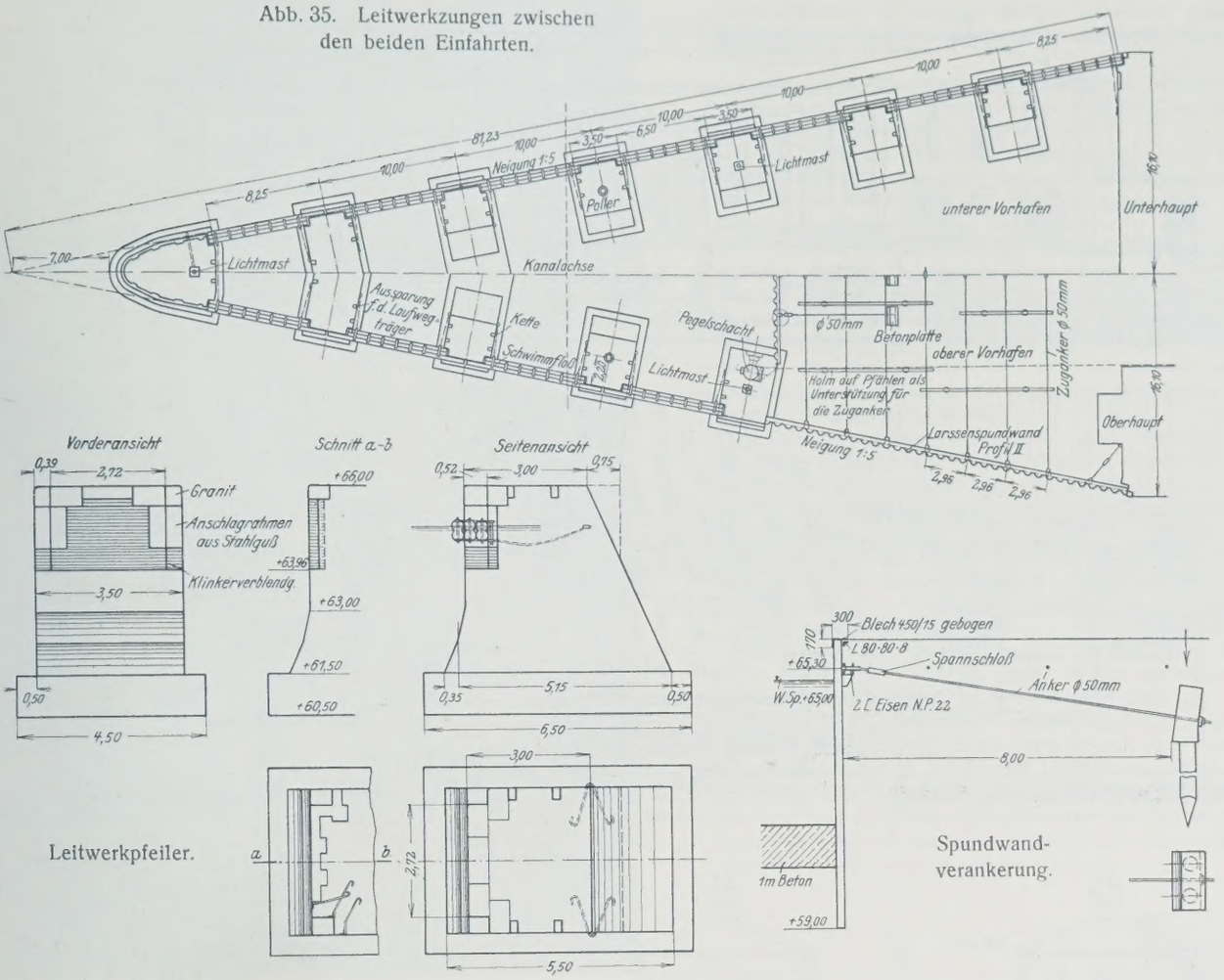


Abb. 34.
Endabschlüsse der Ufermauern.

VI. Nebenanlagen.

Leitwerke. An den Vorhafenufern sind massive Ufermauern von solcher Länge errichtet, daß der Dampfer und der erste Kahn des auf die Einfahrt wartenden Schleppzuges an ihnen festlegen können (Abb. 33). Die Mauern reichen 1 m über Wasser, sie sind wie die Schleusenmauern mit Klinkern verblendet und an der oberen Kante durch Stahlgußrahmen (mit Vertiefungen zum sicheren Einsetzen der Stakbäume) geschützt. Die Endabschlüsse der Mauern sind nach Abb. 34 ausgeführt. Die Mauern sind hier mit auswechselbaren Rundhölzern bekleidet, die unten in einen gemeinsamen Winkeleisenschuh eingesetzt und oben gruppenweise durch vorgelegte Spannbänder gehalten sind. Die Hölzer können sich nicht verschieben, da jede Gruppe durch stärkere, in Nischen der Mauern einbindende Hölzer eingefaßt ist.

Abb. 35. Leitwerkzungen zwischen den beiden Einfahrten.



Vor der Mittelmauer finden sich in beiden Vorhäfen schräg anlaufende Leitwerkzungen, sie sind nach Abb. 35 in Einzelpfeiler aufgelöst, um die schnelle Verteilung der Schleusungsströmungen über die ganze Vorhafenbreite zu begünstigen. Zwischen den Pfeilern liegen Schwimmflöße aus sechs miteinander verzimmerten Rundhölzern. Die Pfeiler sind im Bereich des Wasserstandswechsels an den Floßanlageflächen mit Stahlgußkanten bekleidet, im übrigen an ihrer Vorderseite verblendet.

Soweit die Baugrube des Oberhauptes reichte, sind die Leitwerke aus eisernen, rückwärts verankerten Spundwänden gebildet, da der zur Verfüllung benutzte Tonboden keine schwerere Belastung trägt. Der obere Vorhafen besitzt auf eine volle Schleppzuglänge ein mittleres, ebenfalls in Pfeiler und Flöße aufgelöstes Leitwerk; im unteren Vorhafen konnte auf ein solches Mittelleitwerk verzichtet werden, da dort in dem tiefen Einschnitte die Fahrzeuge dem Abtreiben durch Seitenwind weniger ausgesetzt sind.

Sohlenbefestigung. Die Sohle des unteren Vorhafens ist auf 50 m Länge vor dem Unterhaupt mit einer 1 m starken Betonplatte abgedeckt, die in Feldern von 3,0/3,0 m hergestellt wurde. Vor dem Oberhaupt ist die gleiche Befestigung ausgeführt, soweit die Leitspundwände reichen. In beiden Vorhäfen schließt sich auf weitere 10 m Strecke ein 0,3 m starkes Pflaster aus Betonprismen in Sandbettung als Übergang zu der weiterhin ungeschützt gebliebenen Kanalsohle an.

Pumpwerk. Nach Vollendung des Mittellandkanals wird das Pumpwerk in den Sommermonaten bei täglich 16stündigem Betriebe 9,6 m³/Sek. zu fördern haben. Bei dieser gegenüber den ersten Plänen vergrößerten Leistung hätte der — anfänglich beabsichtigte — Einbau in das Schleusenunterhaupt Schwierigkeiten, besonders für die Weiterführung der Druckrohre, bereitet. Das Pumpwerk ist deswegen als selbständiges Bauwerk an der westlichen Böschung des unteren Vorhafens erbaut (Abb. 36). Das Gebäude ist schmal gehalten, damit die zu Rutschungen neigende Böschung möglichst wenig angeschnitten zu werden brauchte. Seine Grundmauern sind massig bemessen und gegeneinander verspannt. An der Gebäuderückseite sind sie unmittelbar nach Vollendung des Aushubes an die Baugrubenwand anbetoniert. Das aus der Böschung austretende Grundwasser wird durch eingelegte Sickerleitungen abgefangen. Die Druckrohrleitungen der Pumpen sind im Rohrkeller hinter dem Gebäude auf geringeren Abstand zusammengeführt und laufen dann offen auf einer gemeinsamen Rohrbahn aus Eisenbeton an der Böschung hinauf.

Die Förderleistung ist auf sechs gleiche Pumpen verteilt, von diesen werden vorläufig nur zwei aufgestellt. Die Pumpen sind mit wagerechter Welle und unter Flur liegendem Druckrohranschluß gebaut. Die Saugräume sind einzeln unterhalb der Wasserlinie durch die Ufermauer vor dem Pumpwerk hindurchgeführt; sie sind mit Notschützennischen und Feinrechen versehen, die von der Plattform vor dem Gebäude aus bedient werden.

Die Pumpenmotoren laufen mit Drehstrom von 6300 V.

Dieselmaschinen für den Betrieb sind nicht zur Ausführung gekommen, da das Großkraftwerk Hannover die Lieferung von elektrischem Strom (vom Umspannwerk Misburg aus) zu günstigen Bedingungen übernommen hat. Während der Sperrstunden des Kraftwerks wird der Pumpenbetrieb ruhen.

Außer der Maschinenhalle enthält das Pumpwerk im Anbau auf der Nordseite das Schalt- und Umspannhaus für die Stromversorgung der Schleusenanlagen in Anderten und in Bolzum, im südlichen Anbau die Heizzentrale.

Die Druckrohre der Pumpen (geschweißte Rohre von 1,1 m lichter Weite) gehen in rd. 150 m Entfernung vom Pumpwerk in einen offenen Zuleitergraben über (Abb. 33), sie sind hier durch selbsttätige Rückschlagklappen und — für den Winter — durch Schieber verschließbar. Der Graben hat bei normalem Oberwasserstande rd. 10,5 m² wasserführenden Querschnitt, er ist mit einem Beton-Sohlengewölbe und 1 : 1 geneigten Ufermauern wasserdicht ausgekleidet und kann nach Einsetzen eines Nadelwehres vor dem Straßendurchlaß trockengelegt werden. Bei der Linienführung der Rohrleitung und des Zuleitergrabens war auf zwei fremde, bebaute Grundstücke und die Kranschiene der Baukabelkrane Rücksicht zu nehmen. In der geraden Grabenstrecke können Schirmwassermessungen zur Nachprüfung der Pumpenleistung vorgenommen werden.

Die Ausmündung des Zuleiters in den oberen Vorhafen (Abb. 37) ist nach Versuchen in der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin so gestaltet, daß die austretende quergerichtete Strömung keinen größeren Seitendruck auf die vorbeifahrenden Kähne ausübt, als durch ihre Steuerung aufgenommen werden kann. Die gleichmäßige Verteilung

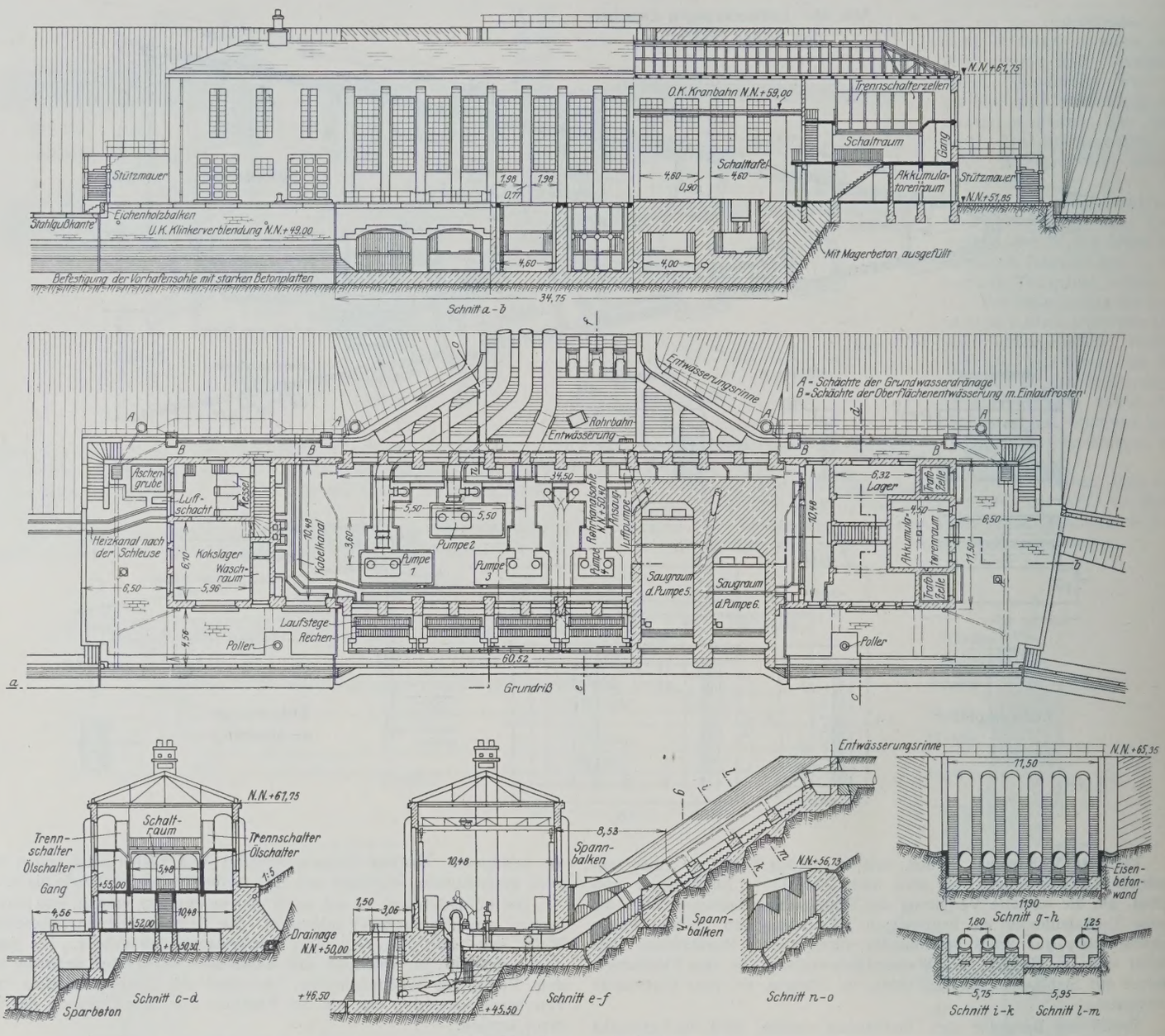


Abb. 36. Pumpwerk Anderten.

des Wassers auf alle Austrittsöffnungen ist durch Einziehen der südlichen Uferlinie und durch Anordnung einer Grundschwelle hinter der Ufermauer mit nur wenigen Zentimetern Gefälleverlust erreicht. Der Zuleiter kann bei Wasserüberschuß auch zur Entlastung der oberen Haltung benutzt werden; zu diesem Zwecke sind die Druckrohre im Pumpenhause mit 0,5 m weiten Abzweigen versehen, die in die Saugräume ausmünden.

Schleuse Bolzum.

Lage und Baugrund. Die Schleuse Bolzum vermittelt den Aufstieg nach dem Hildesheimer Zweigkanal, der bei km 12,5 vom Hauptkanal abzweigt und mit seinem Wasserspiegel 8 m höher liegt. Die Schleusenbaustelle bei km 0,5 des Zweigkanals ist so gewählt, daß die Landstraße von Sehnde nach Bolzum ohne Änderung ihrer Lage über das Schleusenunterhaupt mit einer Eisenbeton-Plattenbalkenbrücke übergeführt werden konnte.

Der Untergrund geht etwa 40 m nördlich dieser Straße mit einer Verwerfung aus tertiären lehmigen Sanden und Kiesen in steil aufgerichtete Schichten des unteren Muschelkalks über. Unter der Schleuse stehen diese zumeist als festgelagerte, dünnplattige Kalke (Wellenkalk) an. Nur in der Nordostecke der Baugrube sind einige dickere Kalksteinbänke angetroffen. Der Baugrund weist, abgesehen von einer etwas stärkeren Wasserführung, ähnliche Eigenschaften wie in Anderten auf. Die Baugrube ist daher auch in Bolzum durch Zementrohrdränagen entwässert worden; die zwei Hauptstränge sind unter den Baugrubenrändern rechts und links des Schleusenfundaments verlegt und mündeten in einen Pumpensumpf vor dem Unterhaupt. Gegen Verwitterung ist die Bausohle auch hier mit einer i. M. 0,2 m starken Betonschicht abgedeckt worden. Die ganze Baustelle war durch Absperrdämme bei km 0,45 und km 1,170 gegen die bereits gefüllte Kanalstrecke abgeschlossen.

Bauausbildung. Die Schleuse (Abb. 38) besitzt eine Kammer von 85 m Nutzlänge, 12 m Breite und 3 m Drempeltiefe; sie kann also einen 600-t-Kahn mit Schlepper oder einen 1000-t-Kahn aufnehmen. Für den voraussichtlichen Verkehr des Hildesheimer Kanals (2000 Doppelschleusungen jährlich nach Vollendung des Mittellandkanals) genügen diese Abmessungen, doch ist Gelände für eine zweite Schleuse gleicher Größe westlich neben der ersten erworben.

Wenn die Innerste bei Steuerwald, dem Endpunkte des Hildesheimer Kanals, mehr Wasser als 10 m³/Sek. führt, darf sie zur Speisung des Mittellandkanals herangezogen werden; im allgemeinen aber ist das Speisewasser für den Zweigkanal bei Bolzum aufzupumpen. Die Schleuse ist deswegen mit Spareinrichtungen, und zwar, wie es für ihre Abmessungen wirtschaftlich ist, mit zwei offenen, rechts und links der Kammer auf verschiedenen Höhen liegenden Sparbecken von je 1,5facher Kammerfläche versehen, die 55 % der Kammerfüllung fassen.

Des durchlässigen und nicht ganz gleichmäßigen Untergrundes wegen ist die Schleusensohle biegungsfest und stark bewehrt ausgeführt; ihre Dicke ist zur Erzielung möglichst großer Elastizität beschränkt worden. Die Kammermauern haben nur in ihrem unteren Teil, soweit Zugspannungen auftreten, Eiseneinlagen zur Verbindung mit der Schleusen-

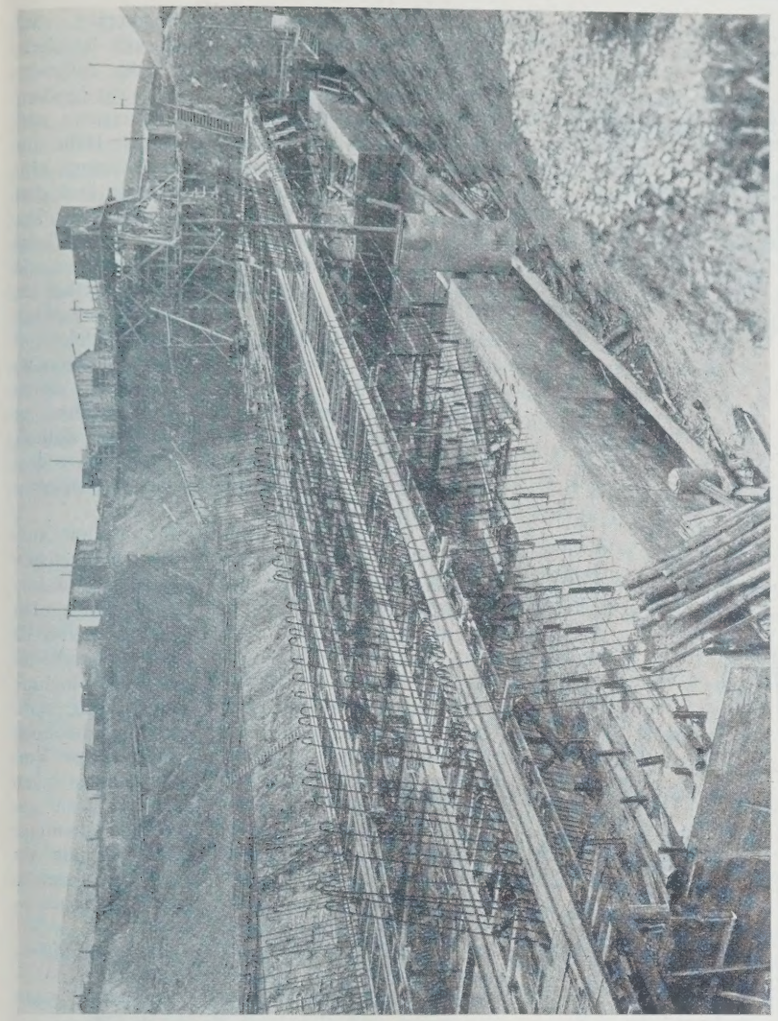


Abb. 39. Blick in die Schleusenbaugrube nach dem Oberhaupt zu.

sohle erhalten; sie sind im übrigen unbewehrt geblieben und deswegen durch Dehnungsfugen in Abschnitte von rd. 18 m Länge geteilt.

Die elektrische Ausrüstung der Schleuse ist erst beschlossen worden, als für die Pumpwerke in Anderten und Bolzum die elektrische Betriebsweise festgelegt war.

Die Wahl der Schleusenverschlüsse und damit die Gestaltung der Häupter war noch durch die Absicht bedingt, wenigstens in der Anfangszeit mit einer Handbedienung durch zwei Mann auszukommen. Für das Untertor ist dabei einem bis zur Plattform hinaufreichenden Stemmtor wegen seiner einfacheren Betriebsverhältnisse trotz seines höheren Gewichtes der Vorzug vor einem Sieltor gegeben. Ein Sieltor hätte eine in Verbindung mit der Straßenbrücke zu bringende, etwa 4 m hohe Stirnmauer als oberen Anschlag erfordert; dagegen wäre infolge der Verspannung, die diese Stirnmauer den beiden Schleusenmauern bietet, eine schwächere Bewehrung der Unterhauptsohle möglich gewesen.

Schleusenumläufe sind nach dem Vorbilde ähnlicher bewährter Anlagen nur in den Häuptern ausgeführt; ihr Querschnitt ist so bemessen, daß die für die Kanalhaltungen zulässige Durchflußmenge von 40 m³/Sek. auch bei voller Öffnung der Verschlüsse (nach Ausspiegelung der Sparbecken) nicht überschritten wird. Die beiden Umläufe des Oberhauptes besitzen eine gemeinsame Mündung mit überwölbter Beruhigungskammer unter der Abfallmauer des Drempels; sie können daher bei Betriebsstörungen an einem der beiden Zylinderschütze nur gegen Oberwasser (durch Notschütze in der Torkammernische), nicht aber gegen den Rückstau, der Kammerfüllung einzeln abgeschlossen werden; Ausbesserungsarbeiten an ihnen sind daher nur in Betriebspausen möglich. Die Abzweige nach den Sparbecken enthalten Notschützschächte und sind einzeln absperrbar. Ebenso können die Umläufe im Unterhaupt durch Vorsetzen von Notschützen vor beide Mündungen verschlossen werden. Die Notschütze gleichen denen der Schleuse Anderten; eins von ihnen ist mit einer eingebauten Saugleitung zum Auspumpen der Unterhauptumläufe versehen.

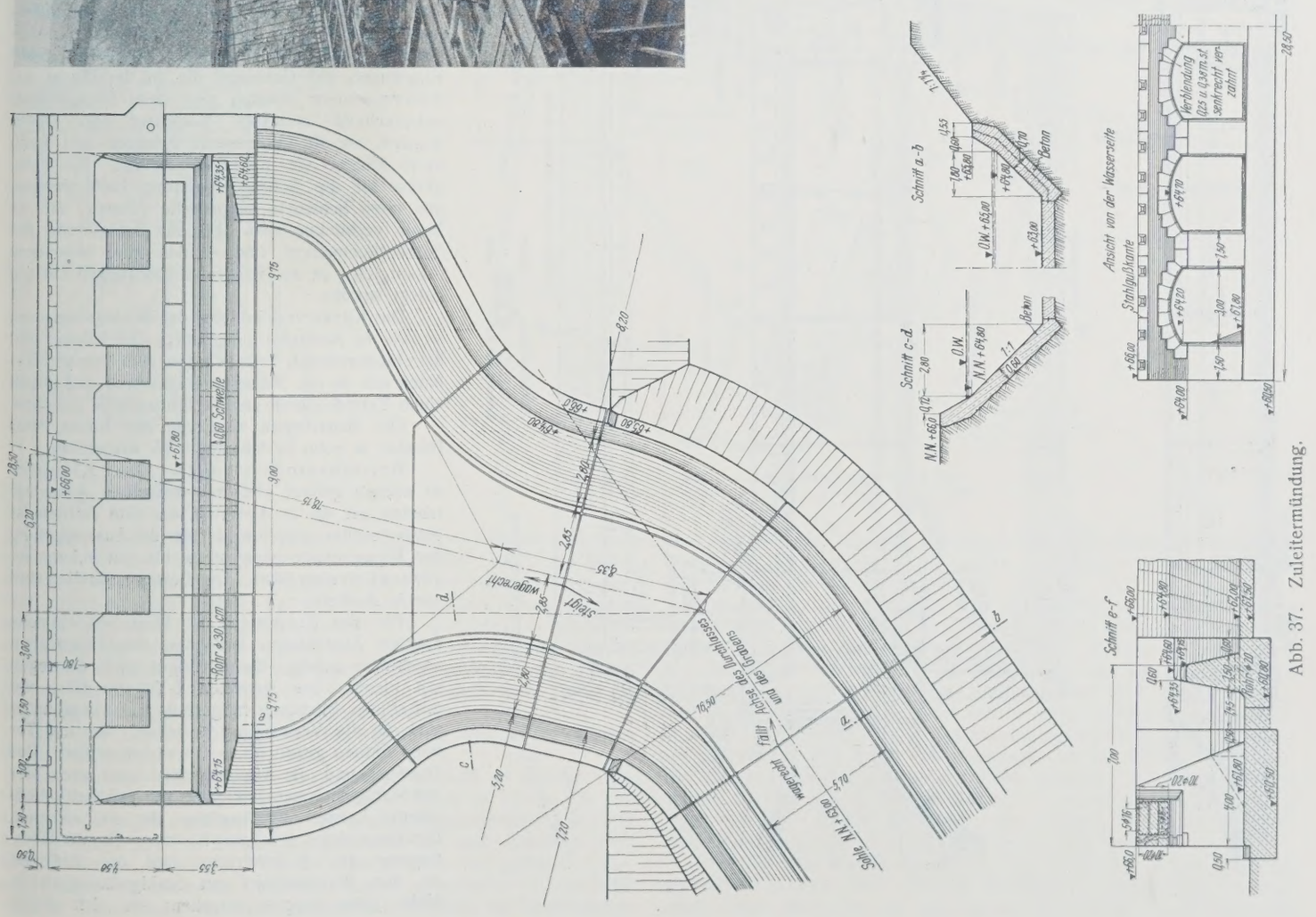


Abb. 37. Zuleitermündung.

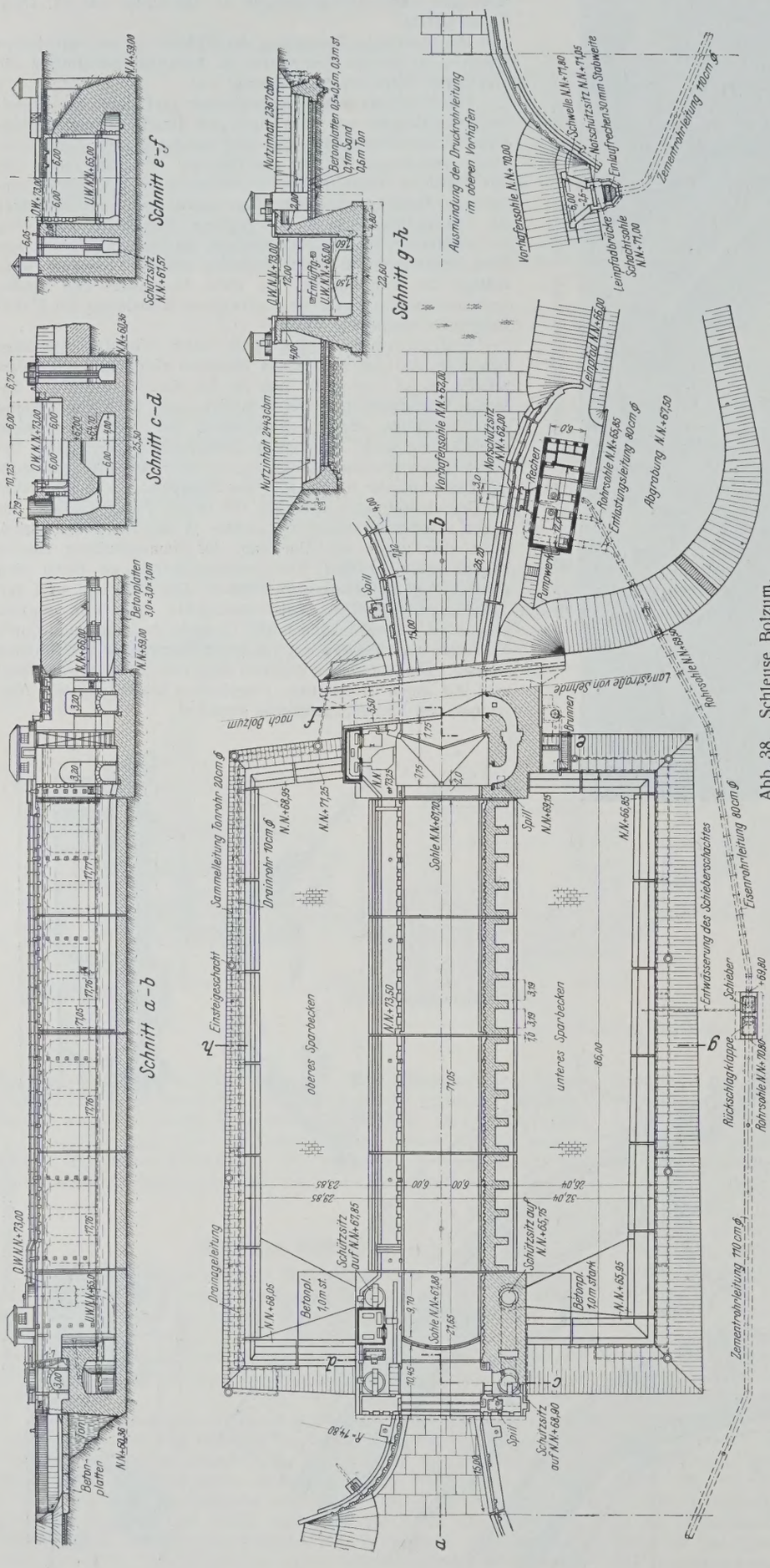


Abb. 38. Schleuse Bolzum.

Für die Einfassung der Sparbecken sind kräftige Stützmauern verwendet, da sich leichtere, flach geböschte Abdeckungen an der Aufstiegschleuse nach dem Lindener Hafen nicht bewährt haben. An der Rückseite der Längsmauern und der Quermauern am Unterhaupt sind in Höhe der unteren Beckenwasserstände Sickerleitungen eingelegt, um die Wasserdruckbelastung und den Auftrieb bei leeren Becken zu vermindern. Die Längsmauer des oberen (westlichen) Sparbeckens hat einen symmetrischen Querschnitt erhalten, da hier die spätere zweite Schleuse unmittelbar an die erste angrenzen soll. Die Sparbeckensohlen sind mit Ton gedichtet und mit Betonwürfeln von 30 cm Stärke und 0,5/0,5 m Grundfläche ausgekleidet. Diese Betonwürfel wurden, durch Papierzwischenlagen getrennt, streifenweise an Ort und Stelle betoniert. Vor den Zuflußöffnungen ist eine gegen die Strömung widerstandsfähigere Sohlenabdeckung mit 1 m starken Betonplatten ausgeführt.

Für die Schleuse Bolzum sind — mit Ausnahme einer anderen Zementmarke — die gleichen Baustoffe wie in Anderten verwendet worden. Splitt ist nur dem Beton für die Kammersohlen und die Straßenbrücke zugesetzt. Der Beton ist auch hier für alle Bauteile weich verarbeitet worden. Für die Schleusenhäupter (mit Ausnahme der Sohlen) waren Bewehrungen gegen die statischen Beanspruchungen nicht erforderlich, doch sind die Umläufe und Schützschächte zur Verhütung von tiefer gehenden Schwindrissen nach den früher genannten Richtlinien mit Eisen gesäumt. Die Decke über der Beruhigungskammer im Oberhaupt ist aus dem gleichen Grunde am oberen und unteren Rande mit 4 R.-E. 30 mm/m quer zur Schleuse und 2 bezw. $1^1/_2$ R.-E. 30 mm/m in der Längsrichtung bewehrt.

Für den Bau der Schleuse stand die Mischmaschine mitten vor dem Oberhaupt auf der Vorhafensohle (Abb. 39). Der Beton wurde in 0,75-m³-Kippwagen auf Gerüsten, die in der Flucht der Kammermauern standen und dem Baufortschritt entsprechend mehrfach umgebaut und erhöht wurden, an die Einbaustelle gefahren und durch kurze Rinnen oder Rohre eingebracht. Das Fahrgerüst für die Sohlenbetonierung hatte eiserne, aus alten Schienen hergestellte Pfosten, die im Beton verblieben sind. Für die Betonierung der Sparbeckenmauern und -sohlen sind besondere Zufahrgleise an den Baugrubenböschungen entlang gelegt worden.

Die Klinkerverblendung der Schleusenmauern ist wie in Anderten ausgeführt. Die Klinker und die einzubauenden Teile wurden vom unteren Vorhafen aus in die Schleuse eingefahren und durch einen Turmdrehkran an die Einbaustelle gehoben.

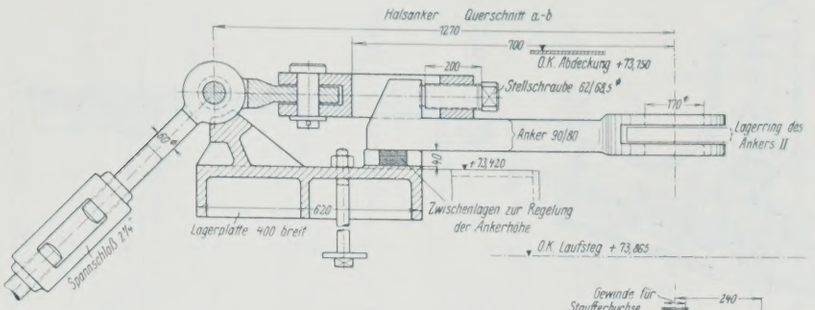
Die Bauarbeiten sind von der Firma Peter Büscher & Sohn in Münster i. W. ausgeführt.

Betriebseinrichtungen. Das Klapptor ist ebenso gebaut und hat denselben Anschlagrahmen wie die in Anderten, nur sein Antrieb ist etwas leichter gehalten, da hier die Ausspiegelung der Wasserstände wenigstens bis auf 0,1 m abgewartet werden kann. Die Bewegungszeiten sind wie in Anderten.

Für das Stemmtor ist Wert auf einfache kräftige Ausbildung, besonders der Diagonalenanschlüsse gelegt, die Torflügel sind deswegen mit Riegeln aus normalen I-Trägern $47^1/_2$ und mit ebener Blechhaut hergestellt. Die Diagonalen sind für die Verwindung berechnet, die das Tor beim Öffnen gegen 0,1 m Überdruck erfährt. Der Drempel und die Wendenischen sind auch hier mit Stahlgußrahmen bekleidet, die gehobelte flußeiserne Leisten als Anschlag für die eichenen Dichtungsleisten des Tores besitzen. Für die Übertragung des Stemmdrucks sind die Torflügel an den Wendesäulen mit Stahlgußknaggen in Höhe jedes Riegels versehen, die sich gegen

auswechselbare, auf den Rahmen befestigte Stützplatten legen; an der Schlagsäule haben dagegen die Dichtungsleisten selbst den Stemmdruck aufzunehmen. Sie mußten wegen der Beanspruchung aus australischem Hartholz (Greenheart) hergestellt werden; die angestellten Proben ergaben für dieses Holz in wassergesättigtem Zustande Druckfestigkeiten von 164 bis 262, i. M. 213 kg/cm² quer zur Faser.

Bemerkt sei, daß die Stahlgußanschlagrahmen beim Bau des Schleusenkörpers nicht wie in Anderten an besondere Lehrgerüste montiert waren, sondern dem Baufortschritt entsprechend in einzelnen Höhenabschnitten



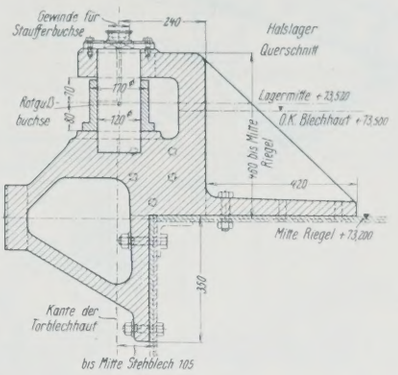
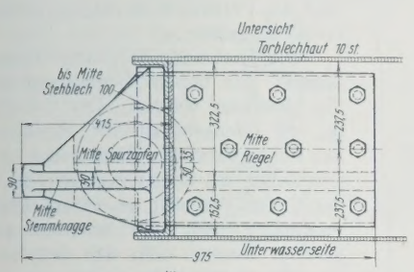
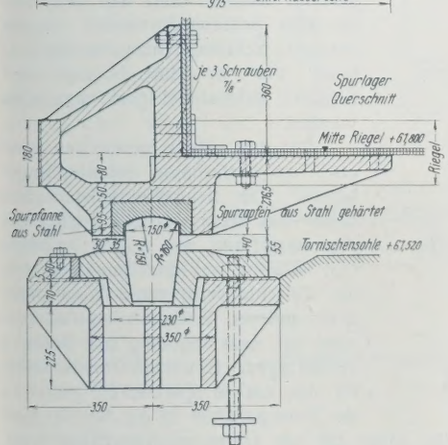
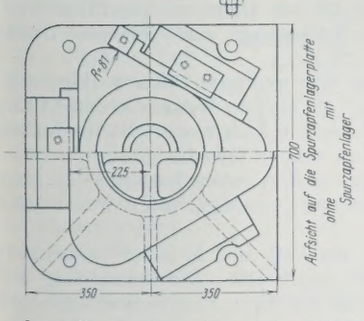
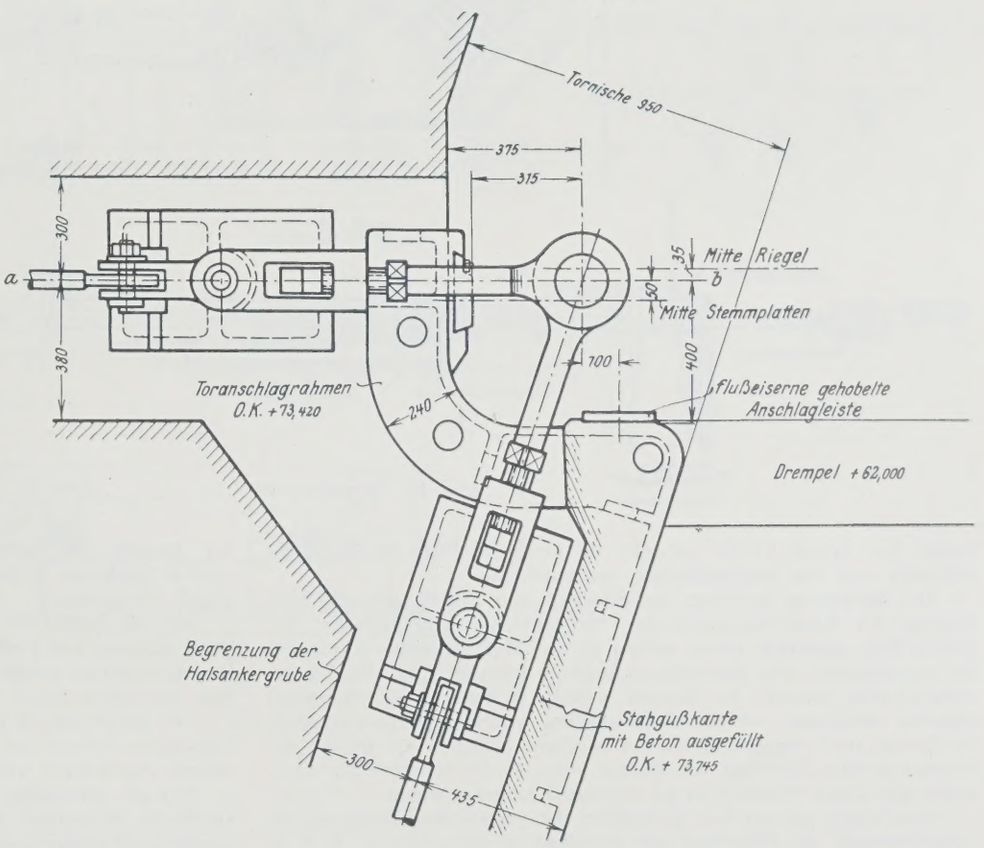


Abb. 40.
Spurlager und Halslager des Stemmtores.









aufgestellt wurden, die nach rückwärts in die schon erhärteten Bauteile verankert wurden. Die an die Rahmen angrenzenden Schalungen waren wieder so ausgeführt, daß sie keinerlei Druck auf die Rahmen übertrugen. Auch dieses Montageverfahren hat sich bewährt; meßbare Verschiebungen sind bei der Betonierung nicht eingetreten. Die geringen, bei der Werkarbeit und der Montage unvermeidlichen Lotabweichungen der Wendenischen sind beim Einpassen des Tores durch Abarbeiten der Stemmplatten oder durch Zwischenlegen von dünnen Blechen unter ihnen bis auf wenige Zehntelmillimeter ausgeglichen worden.

Die Spur- und die Halslager des Tores (Abb. 40) sind in der üblichen Weise verstellbar.

Die Torflügel werden durch Kurbeltriebe nach Abb. 41 bewegt. Die Gruben für die Kurbelräder sind durch eine Mauer in Flucht der Tornischenwand gegen Hineinschlagen von Wellen abgeschlossen, soweit es die Höhenlage der Torschubstangen gestattete; sie sind außerdem nach den Sparbecken entwässert. Wo im Kanalbetriebe mit größeren Überschreitungen des normalen Oberwasserstandes zu rechnen ist, empfiehlt sich, bei Verwendung ähnlicher Antriebe die Plattform des Unterhauptes noch etwas mehr über die Oberkante der Torblechhaut zu überhöhen. Das Öffnen des Tores dauert bei elektrischem Betriebe 40 Sek., bei Handbedienung für jeden Flügel rd. 6 Min.

Die Rollkeilschütze (Abb. 42) des Unterhauptes und ihre Anschlagrahmen sind nach denselben Grundsätzen wie für Anderten gebaut. Bei der hier geringeren Belastung war es möglich, die Achsträger als Rohre, die die Achsen umschließen, auszubilden, so daß die Achslager noch besser gegen das Eindringen von Sand geschützt sind. Die Achsträger sind in der Ebene des lotrechten Durchmessers geteilt; die Schubkräfte in dieser Ebene werden von den genau eingepaßten Verbindungsschrauben aufgenommen. Das Innere der Rohrkörper ist mit Vaseline ausgefüllt. Die Schütze werden elektrisch in 25 Sek. geöffnet. Bei Handbedienung würden für den vollen Hub der Schütze — der dann allerdings nicht in Frage kommt — 20 Min. erforderlich sein, dagegen können sie mit einem schnelleren Vorgelege in rd. $6^1/_2$ Min. geschlossen werden.

Für die vier Umlaufverschlüsse des Oberhauptes sind einsitzige Zylinderschütze nach Abb. 43 verwendet. Doppelsitzige Schütze wären teurer geworden, sie sind zudem schwieriger zu unterhalten und

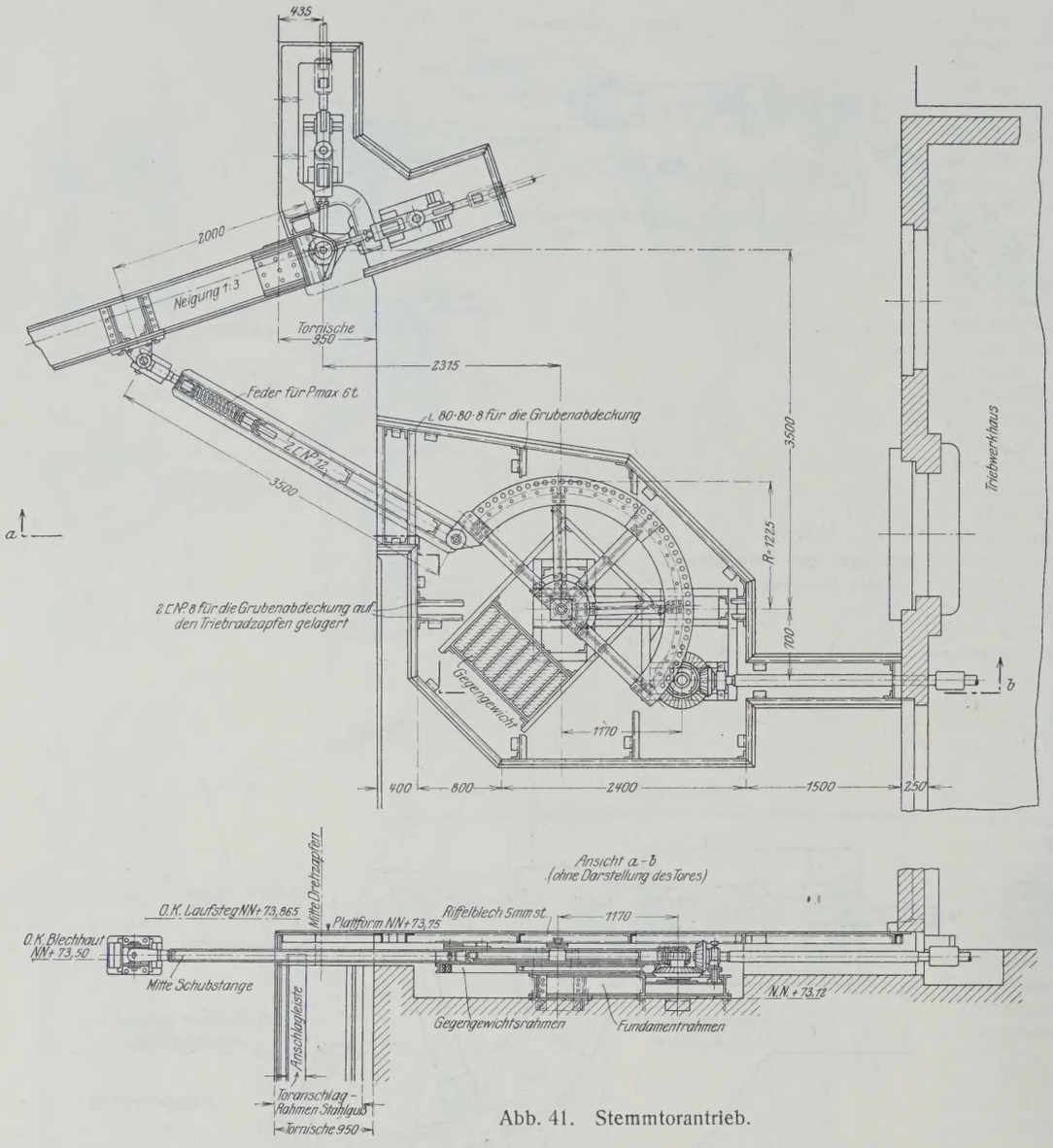


Abb. 41. Stemmtorantrieb.

hätten hier keinen Vorteil geboten, da genügend Platz für Plattformaufbauten über den Schützschächten vorhanden war.

Die Schützsitze bestehen aus Stahlguß und haben auswechselbare Sitzringe mit ebener Dichtungsfläche. Die Schützkörper besitzen drei Paar gleiche Führungsrollen, deren Achsen in den Rollengehäusen (Gußeisen) mit exzentrischen, also einstellbaren Ansätzen befestigt sind. Die Schützschächte sind oberhalb des Einlaufs verengt, so daß hier alle Führungsschienen unmittelbar auf der Schachtwandung angebracht werden konnten. Im Einlauf sind dagegen die beiden vorderen Schienen auf Böcken aus Eisenkonstruktion befestigt; sie reichen nicht bis zur Schachtsohle hinab, damit sich keine Fremdkörper am Schützsitz fangen können.

Das Schütz des unteren Sparbeckens ist gemäß einer Anregung der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin (vergl. Z. d. B. 1924, Heft 39) mit einer Zackenschürze (Abb. 43) versehen, um die Füllung der Schleusenkammer mit verzögerter Steiggeschwindigkeit einzuleiten. Bei den übrigen Umlaufverschlüssen ist auf solche Einrichtungen verzichtet, da diese Verschlüsse bei größerer Wassertiefe in der Schleusenkammer, also geringerer Neigung zur Wellenbildung geöffnet werden.

Die Zylinderschütze ohne Schürze werden elektrisch in 15 Sek., von Hand in 75 Sek. geöffnet, sie haben 0,8 m Hub. Das Zylinderschütz des unteren Sparbeckens hat ein Triebwerk, das selbsttätig langsam (in 100 Sek.) öffnet, aber schnell (in 15 Sek.) schließt. Die Kupplung des Doppelvorgeleges wird durch einen Bremslüftmotor umgestellt, der zugleich mit dem Antriebsmotor Strom erhält. Der Hub dieses Schützes ist auf 1 m erhöht, so daß unter der Zackenschürze der volle Durchflußquerschnitt freigegeben wird.

Sämtliche Antriebsmaschinen sind in vier massiven Häuschen eingebaut. Die unter der Schleusenplattform liegenden Ritzelwellen der Tor- und Rollkeilschützantriebe sind wasserdicht durch die Hauswände hindurchgeführt, und der Fußboden in den Häusern ist in ganzer Fläche unter die Höhe dieser Durchführungen versenkt. Die oben in die Seitenwände der Häuser eingeführten Wellen der Zylinderschütze sind mit ihren Antriebsmaschinen durch Gallsche Ketten verbunden. Alle Handantriebe sind an die Vorderwände der Häuser angebaut und von außen zu bedienen.

Die elektrische Energie für die Schleusenanlage in Bolzum wird durch eine 6300-V-Freileitung an der Kanallinie entlang von Anderten aus zugeleitet und im Pumpenhause (s. u.) auf 220/380 V umgeformt. Auf der Schleuse sind — außer den die Triebhäuser verbindenden Hilfsstromkabeln — zwei gesonderte Kabelnetze für die Zuleitung von Licht und Kraft verlegt. Die Verbindungsleitungen am Oberhaupt sind als Flußkabel durch die Klapptornische geführt.

Die Triebwerke auf jedem Haupte können von beiden Schleusenseiten aus gesteuert werden. Die Schalter für die Steuerhilfsströme sitzen an der Vorderwand der Häuser und sind von außen zu bedienen, dabei kann der Stromverbrauch an einem Meßinstrument über den Schaltern abgelesen werden. Zu den Schaltern ist dem Schleusenpersonal nur ein einziger Schlüssel ausgehändigt, er kann nur in der Nullage der Schalter aufgesteckt und abgezogen werden.

Für das untere Sparbecken sind auch am Unterhaupt Schalter angebracht. Der Schleusenmeister kann daher das Stemmtor bei Beginn der Kammerfüllung vor Augen behalten und sowohl bei der Berg- wie bei der Talschleusung seine Wege nach dem anderen Schleusenhaupte während der Ausspiegelung des Beckens zurücklegen. (Die vier Steuerschalter für das untere Sparbecken gestatten das Zurückdrehen in die Nullage und das Abziehen des Schlüssels, ohne daß das Triebwerk angehalten wird. Zum willkürlichen Stillsetzen dieses Triebwerkes sind besondere Druckknöpfe vorgesehen.)

Für die Sparbecken sind, obwohl eine geringere Leistung ausgereicht hätte, Motoren von 6 kW verwendet; die übrigen Motoren leisten 9,8 kW. Die Motorgrößen entsprechen somit denen in Anderten, so daß für Bolzum kein besonderer Ersatz vorgehalten zu werden braucht.

Die Anschlüsse an die Kabelnetze sind in jedem Triebhause zu einer Schaltkastenbatterie mit Spannungszeiger vereinigt, jeder Motor kann einzeln abgeschaltet werden.

Für die notwendige Trocknung der Luft sind in jedem Hause zwei elektrische Heizkörper von je 3 kW angebracht. Die Beleuchtung beschränkt sich vorläufig auf einen Außenwandarm, eine Deckenlampe und eine Steckdose (20 V) für jedes Triebhaus.

Zum Verholen der Schiffe mußten, da die Schleppdampfer im allgemeinen nicht vom Haupt- auf den Zweigkanal übergehen sollen, drei Klappspille an den in Abb. 38 angegebenen Stellen auf der Schleuse und der unteren westlichen Leitmauer eingebaut werden. Sie besitzen 1,2 t Zugkraft bei 0,5 m Seilgeschwindigkeit, ihre Antriebsmotoren werden durch Fußtrittschalter mit festem Läuferwiderstande angelassen und leisten 12 PS.

Die Schleusentore sind von der Firma Friedrich A. Seebeck G. m. b. H. in Wesermünde-Lehe gebaut. Die maschinelle Ausrüstung war der Freund-Starkehoffmann-Maschinen A.-G. in Berlin-Friedenau, die elektrische Ausrüstung der AEG übertragen. Die Spille sind vom Krupp-Grusonwerk in Magdeburg-Buckau geliefert.

Nebenanlagen. An den in der Einfahrrichtung rechts gelegenen Vorhafenufern sind rd. 25 m lange Leitmauern angeordnet. Sie sind in ihren Einzelheiten wie die Ufermauern in Anderten ausgebildet, verlaufen auf 15 m Länge in der Flucht der Vorhafensohlenlinie und binden weiterhin mit ähnlichen Endabschlüssen wie in Anderten in die Ufer ein.

Auf der linken Seite des oberen Vorhafens ist eine kurze gekrümmte, durchweg mit senkrechten Reibehölzern gepanzerte Mauer ausgeführt; auf dem linken Ufer des unteren Vorhafens war die Länge der Ufermauer durch die Größe des Pumpenhauses bedingt.

Die Sohlenbefestigung vor den Einfahrten entspricht der in Anderten ausgeführten.

Für das Pumpwerk ist bei Ausführung der Erdarbeiten für das Kanalbett eine größere Fläche am östlichen Ufer vor der Schleuse bis auf 2,5 m über dem Wasserstande der unteren Haltung abgegraben worden. Der Bau bot deswegen keine Besonderheiten. Das Pumpenhaus enthält außer der Umspannanlage zwei elektrisch betriebene Kreiselpumpen von je 0,45 m³/Sek. Förderleistung. Diese beiden Pumpen besitzen einen gemeinsamen Saugraum und sind auch an ein gemeinsames eisernes, geschweißtes Druckrohr von 0,8 m l. W. angeschlossen.

Nach Erreichung der Geländehöhe NN + 74,00 m, 1 m über Oberwasser, geht dieses Druckrohr — in einem Schacht mit Schieber und Rückschlagklappe — in eine Zementrohrleitung von 1,1 m l. W. über. Wie in Anderten ist die Druckrohrleitung mit einer Abzweigung versehen, die die Pumpen umgeht und durch die die obere Kanalhaltung bei Wasserüberschuß um 2,4 m³/Sek. entlastet werden kann; die Mündung der Leitung am Ufer des oberen Vorhafens enthält deswegen einen Einlaufrechen; sie kann außerdem durch eins der Schleusennotschütze verschlossen werden.

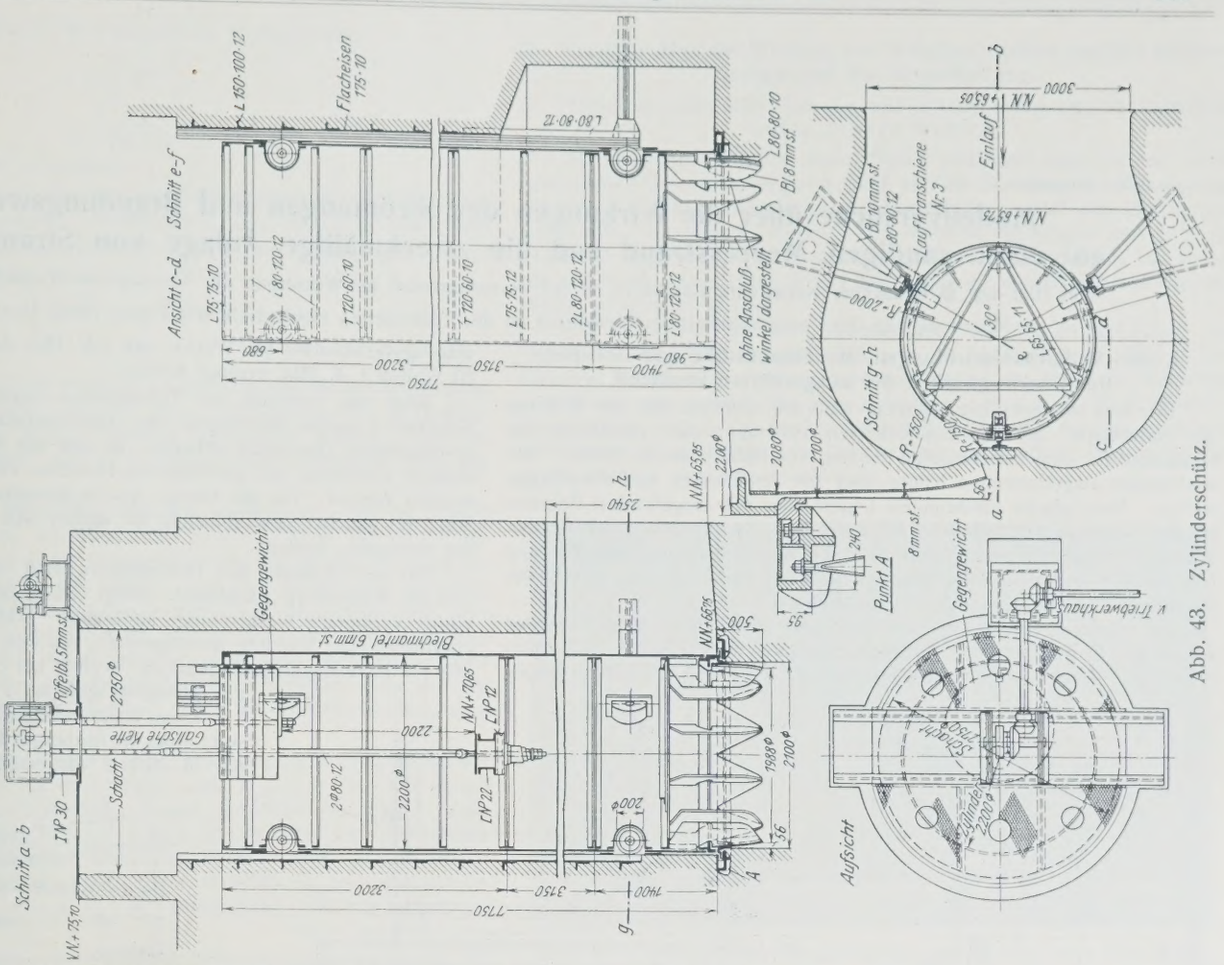


Abb. 43. Zylinderschütz.

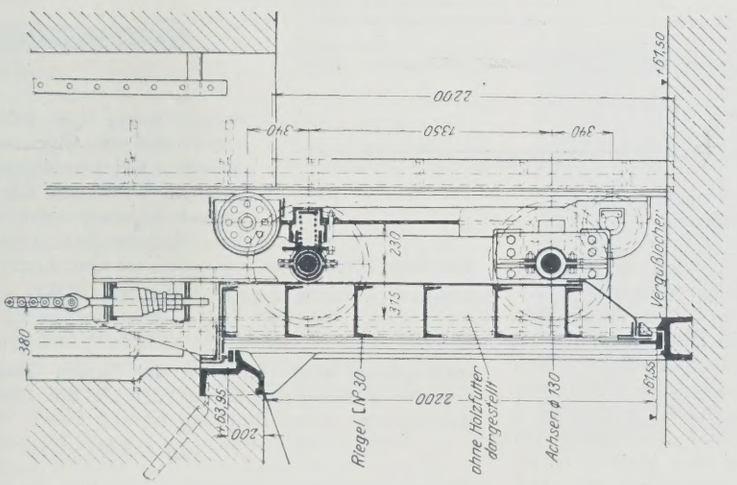
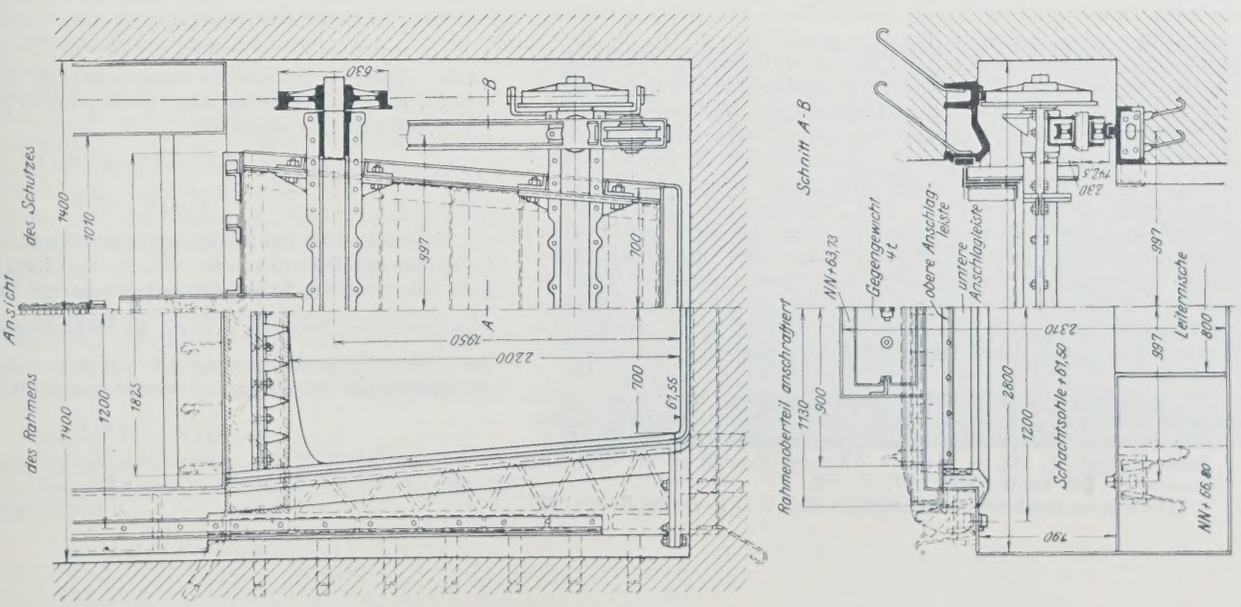


Abb. 42.
Rollkeilschütz.



Alle Rechte vorbehalten.

Modellversuche über die Wirkungen der Strömungen und Brandungswellen auf einen sandigen Meeresstrand und die zweckmäßige Anlage von Strandbuhnen.

Von Dipl.-Ing. **B. Kressner,** Konstruktionsassistent an der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig.

Mitteilung aus der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule der Freien Stadt Danzig.

I. Die Versuchseinrichtungen, Modellmaßstäbe und Grenzen der Übertragbarkeit der ausgeführten Versuche.

Für den entwerfenden Ingenieur muß die Kenntnis von der Wirkung der Naturkräfte, die die Meeresküsten verändern und umbilden, die Grundlage für eine zweckmäßige Planung von Buhnenbauten bilden. Die wichtigsten umgestaltenden Kräfte sind die Strömungen und Brandungswellen. Mannigfache Erfahrungen liegen über die ausgeführten Buhnenbauten bereits vor[1]). Weitere Klarheit über die Vorgänge an flachen Küsten mit Sandwanderung und über die Wechselwirkung zwischen den Naturkräften und den Buhnenbauten zu gewinnen, soll der Zweck der nachfolgend beschriebenen Modellversuche sein.

Zur Darstellung eines flachen, aus Sand bestehenden Modellstrandes sowie zur Erzeugung von Küstenströmen und Wellen wurde die Flußrinne[2]) der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule

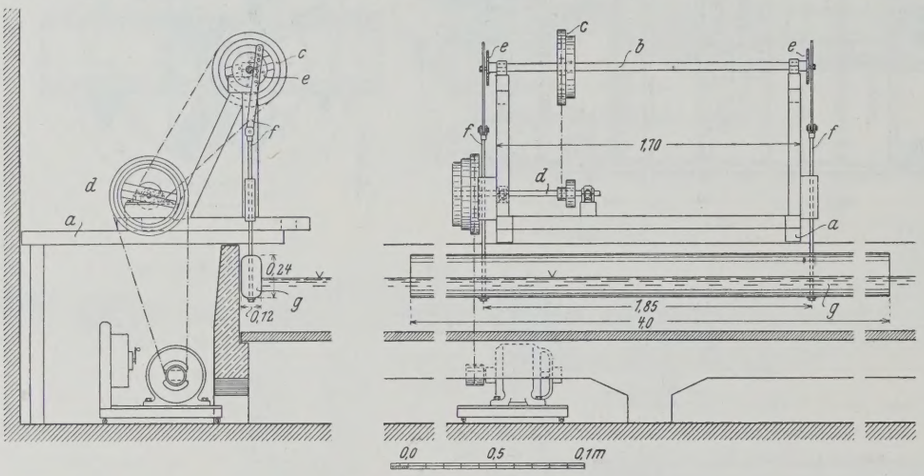


Abb. 1. Wellenerzeuger.

der Freien Stadt Danzig benutzt. Strömungen konnten in jeder gewünschten Stärke durch Entnahme des erforderlichen Wassers aus dem Hochbehälter erzeugt werden. Zur Nachbildung von Wellen im Versuchsgerinne wurde ein Wellenerzeuger erbaut, der mit Hilfe eines auf- und abwärts bewegten Tauchkörpers schwingende Wellen hervorruft. Diese gehen beim Auflaufen auf den geneigten Strand in brandende Wellen über.

Der Wellenerzeuger wurde dem ansteigenden Strande gegenüber an der Seitenwand des Gerinnes eingebaut. Die gesamte Vorrichtung wird durch Abb. 1 erläutert, die eine Seitenansicht und eine Ansicht von der Rinne aus gesehen zeigt. Zur Unterstützung der beweglichen Teile dient ein festes Gerüst aus Kanthölzern, dessen oberer Teil auf dem Balken a verschiebbar ruht, so daß der Erzeuger parallel oder schräg zur Rinnenwand aufgestellt werden kann. Auf den oberen Enden der Pfosten dieses Gerüstes ist die Welle b aufgelagert, die mit Hilfe der Riemenscheiben c und des Vorgeleges d von einem Elektromotor angetrieben wird. Zu beiden Seiten des oberen Gerüstes sind an der Welle b eiserne Scheiben e befestigt, an denen das Gestänge f angreift. Der eigentliche Wellenerzeuger, der Tauchkörper g, hängt an diesem Gestänge und wird von ihm auf- und abwärts bewegt.

Wie aus der Abbildung ersichtlich, sind die Riemenscheiben des Vorgeleges und der oberen Welle als Stufenscheiben ausgebildet worden. Durch Benutzung der verschiedenen Übersetzungsverhältnisse kann die Zeit eines Hubes des Tauchkörpers und damit die Schwingungsdauer der erzeugten Wellen geändert werden. Während der Motor mit 900 Umdrehungen i. d. Min. läuft, können bei Benutzung der kleinsten Übersetzungsverhältnisse 150 Wellen und mit Hilfe der größten Übersetzungen 50 Wellen i. d. Min. erzeugt werden.

Auch die Hubhöhe des Tauchkörpers kann geändert werden. Die Scheiben e haben Bohrungen von verschiedener Exzentrizität mit eingeschnittenen Gewinden erhalten, so daß die Kurbeln, die die Schubstangen antreiben, der gewünschten Hubhöhe entsprechend eingeschraubt werden können. Da die Menge des verdrängten Wassers von der Hubhöhe des Tauchkörpers abhängig ist, ändert sich mit dieser auch die Höhe der erzeugten Wellen.

Bei der Senkung des Tauchkörpers wird ein Aufstau gebildet, der sich als Wellenberg fortpflanzt. Beim Heben des Tauchkörpers wird die vorher verdrängte Wassermenge angesaugt. Dadurch wird an der Wasseroberfläche eine Senkung hervorgerufen, die sich als Wellental fortpflanzt. Die Fortpflanzungsschnelligkeit der Wellen sei c (cm/Sek.), die Erhebung des Wasserspiegels sei z (cm).

Zwei Wasserteilchen I und II an der Vorderseite eines Wellenberges legen in einem Zeitteil Δt die in Abb. 2 dargestellten Wege zurück. Das

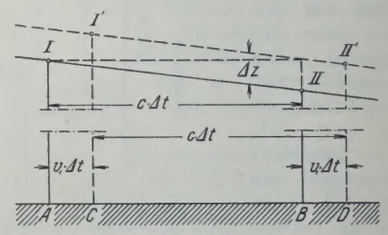


Abb. 2.

Wasserteilchen I ist mit der Geschwindigkeit v_1 nach I' und das Wasserteilchen II mit angenähert derselben Geschwindigkeit v_1 nach II' gewandert, sofern die Wassertiefe T auf der betrachteten Strecke noch als angenähert unverändert angesehen werden darf. Nach der Zeit Δt bestehen im Querschnitt B II dieselben Verhältnisse wie vorher im Querschnitt A I. In Abb. 2 sind die Strecken $\overline{AB} = \overline{CD} = c\,\Delta t$ und $\overline{AC} = \overline{BD} = v_1\,\Delta t$; die Querschnitte seien $A\,\mathrm{I} = F_1$ und $B\,\mathrm{II} = F_2$, dann ist $F_1 = F_2 + b\,\Delta z$, wobei $\frac{\Delta z}{T} \approx 0$ vorausgesetzt wird. Zwischen den beiden Querschnitten F_1 und F_2 hat sich der Wasserspiegel in der Zeit Δt um das Maß Δz gehoben. Die Wassermenge dieser Erhebung ist

$$\Delta q = b\,\Delta z\,c\,\Delta t.$$

Diese Wassermenge entspricht derjenigen, die durch den Querschnitt F_1 geflossen ist; es ist also auch

$$\Delta q = F_1\,v\,\Delta t.$$

Hierin bedeutet v die mittlere Geschwindigkeit der lotrecht übereinander befindlichen Wasserteilchen des Querschnittes F_1. Aus diesen beiden Gleichungen für Δq ergibt sich

$$b\,\Delta z\,c\,\Delta t = F_1\,v\,\Delta t$$

und für die Zeiteinheit

$$b\,\Delta z\,c = F_1\,v. \tag{1}$$

Nach dem Satze der Bewegungsgrößen (Kraft = Masse × Geschwindigkeitsänderung) läßt sich eine weitere Beziehung finden. Bei dem in Abb. 2 dargestellten Bewegungszustande beträgt der auf die Wassermasse wirkende linke Überdruck $\gamma\,\Delta z\,F_1$, die Wassermasse selbst ist $\frac{\gamma F_1 c}{g}$, und die Geschwindigkeitsänderung ist $\Delta v = v - v_0$, worin die Anfangsgeschwindigkeit $v_0 = 0$ gesetzt werden kann. Mithin

$$\gamma\,\Delta z\,F_1 = \frac{\gamma F_1 c}{g} \cdot v,$$

$$\Delta z = \frac{c\,v}{g}. \tag{2}$$

[1]) Fülscher, Über Schutzbauten zur Erhaltung der ost- und nordfriesischen Inseln, Zeitschr. f. Bauw. 1905. — Germelmann, Schutzvorkehrungen an der preußischen und pommerschen Ostseeküste, Ztrlbl. d. Bauverw. 1908, S. 185. — Heiser, Uferschutzbauten an der deutschen Ostseeküste, „Die Bautechnik" 1927, S. 763.

[2]) Die Wasserbaulaboratorien Europas, S. 407. V. D. I.-Verlag, Berlin 1926.

Wird dieser Wert für Δz in Gl. 1 eingesetzt, so ergibt sich

$$c = \sqrt{g \cdot \frac{F_1}{b}}$$

oder

$$c = \sqrt{g\,T}, \tag{3}$$

worin T die Wassertiefe bezeichnet.

Mit Hilfe dieser Beziehung kann die Wellenlänge l berechnet werden, sobald die Schwingungsdauer t bekannt ist. Aus Abb. 2 ist ersichtlich, daß der dargestellte Teil der Wellenlänge l den Wert $\overline{AB} = \Delta l = c\,\Delta t$ hat; für die gesamte Welle wird

$$\Sigma(\Delta l) = l = \Sigma(c\,\Delta t)$$

oder

$$l = c\,t. \tag{4}$$

Die Höhen der erzeugten Wellen können aus der Wasserverdrängung des Tauchkörpers errechnet werden. Die Wellenhöhen, die zu Beginn eines jeden Versuches durch Messung festgestellt wurden, konnten also rechnerisch überprüft und etwa eingetretene Störungen gefunden werden.

Für die Wahl der Modellmaßstäbe war maßgebend, daß im Modell die gleiche Strömungsart des fließenden Wassers wie in der Natur vorhanden sein muß und daß die Schleppkraft des strömenden Wassers für eine erkennbare Bewegung des Sandes, der sich gegen das natürliche Geschiebe nicht den Modellmaßstäben entsprechend verkleinern läßt, ausreichen muß.[3]) Aus diesen Gründen erwies sich eine Verzerrung der Maßstäbe nach der Tiefe als notwendig. Bei nicht verzerrten Tiefen würden im Modell laminare oder Bandströmungen vorhanden sein, während sich in der Natur fast alle Strömungen als turbulente oder Flechtströmungen abspielen.

Auf Grund von Vorversuchen und rechnerischen Ermittlungen wurden die Maßstäbe $L = 100\,l$ für die Längen und $H = 20\,h$ für die Höhen als brauchbar erkannt und gewählt. Hierin bezeichnen die großen Buchstaben L und H die Längen bezw. Höhen in der Natur und die kleinen Buchstaben die entsprechenden Werte im Modell. Nach den bekannten Modellregeln ergeben sich dann die übrigen Maßstäbe für die Geschwindigkeiten zu $V = 4{,}472\,v$ und für die sekundlichen Wassermengen zu $Q = 8944\,q$.

Die Versuchsergebnisse werden durch Tiefenpläne wiedergegeben, die nach einem vom Verfasser a. a. O.[4]) beschriebenen Verfahren hergestellt wurden. Als Höhenunterschied zwischen je zwei aufeinander folgenden Tiefenlinien wurde bei allen Versuchen 1,25 cm gewählt. Dieser Wert entspricht einem Höhenunterschiede in der Natur von 0,25 m. Die Bezeichnungen auf den Tiefenplänen geben diese auf die Natur umgerechneten Maße wieder. Auf allen abgebildeten Tiefenplänen bezeichnen ferner der weiße Pfeil die Richtung eines Stromes und der schwarz-weiße Pfeil die Fortpflanzungsrichtung der Wellen. Der auf allen Plänen sichtbare Maßstab trägt cm-Teilung. Dem Abstande zweier Teilstriche entspricht also nach dem gewählten Längenmaßstab eine Entfernung von 1 m in der Natur.

Bei der Darstellung von Wellen spielen Reibungskräfte eine geringe Rolle, da sowohl im Modell wie auch in der Natur die innere Reibung des in Wellenform schwingenden Wassers sehr gering ist. Die Ergebnisse der Versuche können daher mit verhältnismäßig großer Sicherheit auf die Natur übertragen werden, soweit es sich um die Wellenbewegung und ihre Wirkungen auf den Strand handelt.

Dagegen können die im Versuch gewonnenen Erkenntnisse von der Sand- und Geschiebebewegung nur zum Teil ausgewertet werden. Der im Modell verwendete Sand kann gegen den natürlichen nicht den Modellmaßstäben entsprechend verkleinert werden. Da ferner die an den Meeresküsten bewegten Sinkstoffmengen nicht bekannt sind, können die Sandmengen, die im Modell dem strömenden Wasser zugesetzt werden, nur willkürlich angenommen werden. Aus diesen Gründen wird bei der Auswertung der Versuche auf Rückschlüsse, die die Mengen der Ablagerungen betreffen, verzichtet werden müssen. Auf die natürlichen Verhältnisse können nur die Ergebnisse über die Formen und Arten der Ablagerungen sowie über deren Lage übertragen werden.

Infolgedessen können auch die Zeiten, in denen Sandablagerungen von bestimmtem Umfange im Modell oder in der Natur entstehen, nicht miteinander in Beziehungen gebracht werden. Das Fehlen eines zuverlässigen Maßstabes für die Zeiten ist jedoch nicht als ein schwerwiegender Mangel der vorliegenden Modellversuche zu bewerten, da es bei Buhnenbauten in der Natur nicht sehr wichtig ist, ob eine Verlandung oder eine Zunahme des Strandes in wenigen Wochen oder in längeren Zeiträumen eintritt, wenn nur überhaupt die gewünschten Wirkungen erzielt werden.

[3]) Vergl. „Die Wasserbaulaboratorien Europas", Berlin 1926, S. 55 bis 62.
[4]) Kressner, Die Aufnahme von Tiefenplänen bei Modellversuchen, „Die Bautechnik" 1927, S. 809.

II. Versuche über die Wirkung der Brandungswellen und des Küstenstromes auf die Strandbildung.

1. Brandung und Riffbildung bei winkelrecht zur Strandlinie auflaufenden Wellen.

An allen Meeresküsten, deren Strand aus Sand oder anderen leicht beweglichen Geschiebemengen besteht, ruft die Brandung der auflaufenden Wellen dauernd Veränderungen der Gestaltung und der Böschungsverhältnisse des Strandes hervor. Um diese Erscheinungen und ihre Ursachen zu ergründen, wurden zunächst Versuche durchgeführt, bei denen ein aus Sand hergestellter Strand der Brandung winkelrecht auflaufender Wellen ausgesetzt wurde.

Aus Peilungen, die vom Hafenbauamt in Pillau an der Küste des Samlandes ausgeführt worden sind, und aus Messungen am Strande der Danziger Bucht konnte gefolgert werden, daß in der Natur die Neigungsverhältnisse des nassen Strandes zwischen 1 : 50 und 1 : 80 schwanken. Diese Werte stellen die durchschnittlichen Neigungen dar, im einzelnen sind meistens unmittelbar am Ufer steilere, in größerer Wassertiefe dagegen flachere Neigungen vorhanden.

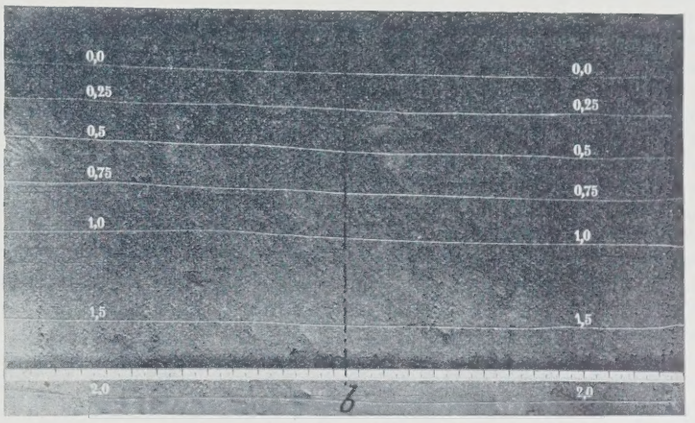


Abb. 3. Tiefenplan des Modellstrandes vor Beginn eines Versuches.

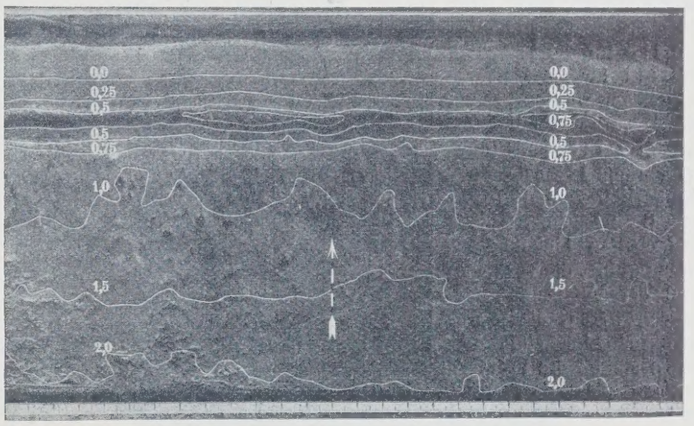


Abb. 4. Tiefenplan des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 1.

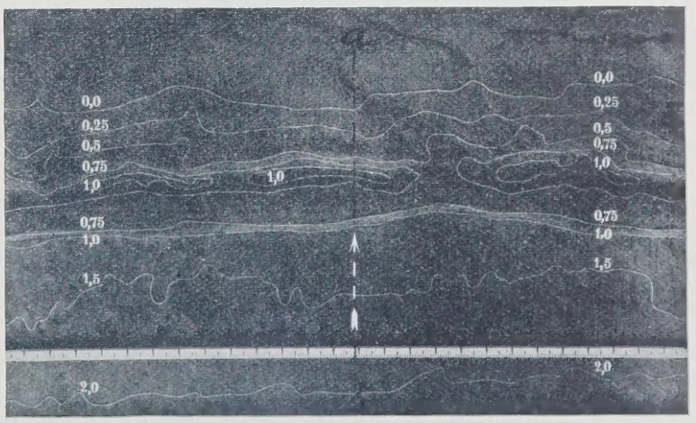


Abb. 5. Tiefenplan des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 3.

Diesen durchschnittlichen Neigungsverhältnissen entsprechend wurde in die Versuchsrinne ein Strand eingebaut, der unter 1 : 13 abgeböscht war. Bei den oben angegebenen Modellmaßstäben von 1 : 100 für die Längen und 1 : 20 für die Höhen entspricht das im Modell gewählte Böschungsverhältnis einer Strandneigung von 1 : 65 in der Natur. Den Tiefenplan dieses Modellstrandes, der vor Beginn eines jeden Versuches hergestellt wurde, zeigt Abb. 3.

Während der Strand mit seinem hoch gelegenen Teile sich an einer Längswand des Versuchsgerinnes entlang erstreckte, wurde der Wellenerzeuger an der gegenüberliegenden Längswand der Rinne aufgestellt. Bei den Versuchen Nr. 1 bis 4 wurden Wellen erzeugt, deren Höhe bei dem ersten Versuch 2,2 cm betrug und bei den drei folgenden Versuchen auf 3,4 cm, 4,3 cm und 4,9 cm gesteigert wurde. Alle erzeugten Wellen hatten eine Schwingungsdauer von 1 Sek. Während eines Versuches, dessen Dauer zwei Stunden betrug, wurden also 7200 Wellen erzeugt, die beim Auflaufen auf den ansteigenden Strand brandeten. Nach dieser Zeit konnten wesentliche Änderungen in der Umgestaltung des Strandes nicht mehr wahrgenommen werden.

Eine lebhafte Sandbewegung, verursacht durch die brandenden Wellen, machte sich sogleich nach Beginn eines Versuches bemerkbar. Die Entstehung eines Riffes in der Brandungszone und die Ablagerung von Sand am Rande des nassen, von den Wellen bespülten Strandes konnte beobachtet werden.

Nach der Beendigung eines Versuches hatte der Strand eine andere Gestaltung angenommen, als er vor der Einwirkung der brandenden Wellen gehabt hatte. Aus den Tiefenplänen, von denen Abb. 3 den Zustand des Strandes vor Beginn jedes Versuches, Abb. 4 u. 5 dagegen die Gestaltung des Strandes, die sich durch den Versuch Nr. 1 bezw. Nr. 3 ergab, zeigen, sind die Veränderungen deutlich zu erkennen. Noch klarer zeigen sich die Verlagerungen des Sandes aus den Querprofilen, die in Abb. 6 unter *a—d* zusammengestellt worden sind. Diese Querprofile sind in der Mitte der dargestellten Tiefenpläne aufgenommen und im Maßstabe zum Modell von 1 : 5 für die Längen und 1 : 1 für die Höhen aufgetragen worden. Zur Natur würde der Maßstab also 1 : 500 für die Längen und 1 : 20 für die Höhen betragen. In Abbild. 6 bezeichnen die gestrichelten Linien die Strandprofile, die vor Beginn der Versuche vorhanden waren, die ausgezogenen Linienzüge dagegen stellen die Profile des Strandes dar, die im Laufe der zweistündigen Versuche ausgebildet wurden. Außerdem ist für jeden Versuch die Wellenhöhe h eingetragen worden.

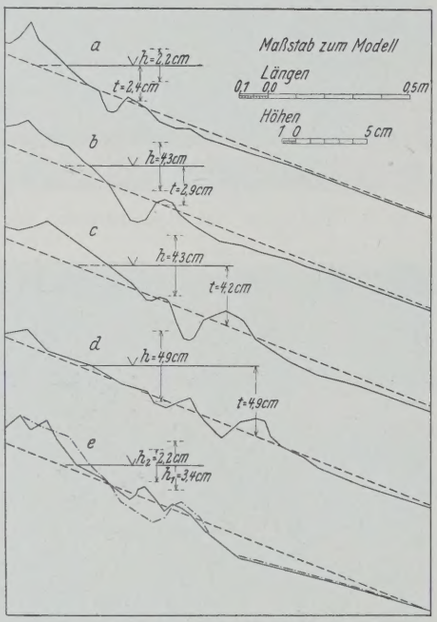


Abb. 6. Querprofile des Modellstrandes, Versuche Nr. 1 bis 4 und 6.

Aus der Betrachtung der Tiefenpläne und der Querprofile geht zunächst hervor, daß die Wellen seewärts von dem entstandenen Riff den Untergrund besonders stark angreifen. Die Tiefenpläne zeigen an dieser Stelle einen sehr unregelmäßigen Verlauf der Schichtlinien, und die Querprofile lassen erkennen, daß hier Sand fortgerissen worden ist.

Der starke Angriff, den die Wellen unmittelbar vor der Brandung auf den Meeresgrund ausüben, läßt sich aus der oben abgeleiteten Gl. 2

$$\Delta z = \frac{c\,v}{g}$$

erklären. Die in der Welle vorhandene Schwingungsenergie kann sich bei ansteigendem Grunde nicht mehr nach der Tiefe auswirken und verursacht daher eine Vergrößerung der Wellenhöhe z. Gleichzeitig wird die Fortpflanzungsschnelligkeit c der Welle geringer, wie sich aus der oben gefundenen Gleichung

$$c = \sqrt{g\,T}$$

für abnehmende Wassertiefen T ergibt. Da aber bis zum Augenblick der eintretenden Brandung die obige Gl. 2 erfüllt bleiben muß, kann nur die Geschwindigkeit v der schwingenden Wasserteilchen gleichzeitig größer geworden sein. Sie erreicht ihren Höchstwert unmittelbar vor Eintritt der Brandung. Infolgedessen ist auch die Räumungskraft des schwingenden Wassers in diesem Augenblick besonders groß, da sie von v^2 abhängt.

Bei der Brandung selbst, deren Ursachen von M. Möller eingehend erörtert und rechnerisch begründet worden sind[5]), werden die vom Grunde losgelösten Sandmengen weiterbewegt und abgelagert. Ein Teil des Sandes wird in schwebendem Zustande von der Wassermasse, die nach der Brandung auf den geneigten Strand hinaufläuft, mitgeführt. Da aber die Energie dieser Wassermasse bald durch die Schwerkraft, die der Aufwärtsbewegung entgenwirkt, aufgezehrt wird, und da außerdem eine gewisse Wassermenge in den Poren des Strandes versickert, lagert sich der mitgerissene Sand zum Teil am oberen Strande ab. Der verbleibende Teil des schwebend oder am Grunde rollend fortgeführten Sandes bewegt sich mit der zurückflutenden Wassermenge, dem Sog, wieder abwärts. Unter der brandenden Welle selbst tritt eine weitere Ablagerung des Sandes ein, weil hier die neu ankommende Welle auf den Rückstrom der vorhergehenden trifft. Auch an dieser Stelle werden die Stromfäden umgelenkt und Energie vernichtet. Die Wege des Wassers und die Ablagerungen des mitgeführten Sandes bei diesen Vorgängen sind in Abb. 7 zeichnerisch dargestellt worden, die Sandablagerungen treten auf den Strecken *a—b* und *c—d* ein.

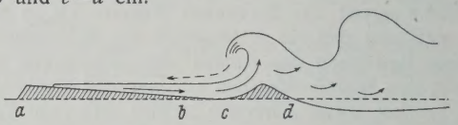


Abb. 7. Strömungen und Sandablagerungen beim Branden der Wellen.

Durch den Niederschlag des Sandes auf der Strecke *a—b* entsteht das erste Riff, das bei den Versuchsergebnissen (Abb. 6 *a—d*) und in der Natur am Strande überall deutlich zu erkennen ist. Bei niedrigen Wasserständen oder bei schwacher Brandung trocknet der Sand dieses Riffes aus und wird von auflandigen Winden weiter auf den Strand hinaufgeweht. Er dient dann dem Aufbau der Vordüne. Starke Brandungswellen gelangen zuweilen über den Rücken des Strandriffes hinüber und bilden in der Mulde oberhalb mit Wasser angefüllte, langgestreckte Tümpel oder Strandlagunen, die im Modell wie auch in der Natur häufig beobachtet werden können.

Ein zweites, dauernd unter Wasser liegendes Riff bildet sich unter der brandenden Welle auf der Strecke *c—d* in Abb. 7. Seine Entstehung konnte schon nach wenigen Brandungswellen im Modell beobachtet werden. Die Stärke und Lage dieses Riffes richtet sich nach der Höhe der Wellen. Bei allen vier Versuchen entstand das Riff etwa an der Stelle, wo die Wassertiefe t im ursprünglichen Strandprofil bei ruhendem Wasserspiegel (Abb. 6 *a—d*) mit der Wellenhöhe h übereinstimmt. Eine Zusammenstellung der Werte für h und t enthält die folgene Tabelle. Das Verhältnis der Wassertiefe zur Wellenhöhe weicht, wie aus der letzten Spalte der Tabelle ersichtlich, nur wenig oder gar nicht von dem Wert 1 ab. Aus diesem Ergebnis kann gefolgert werden, daß die Wellen bei ansteigendem Grunde dort branden, wo die Wassertiefe und Wellenhöhe übereinstimmen. Auf Grund von Beobachtungen in der Natur sind bereits früher Vermutungen geäußert worden, die mit den Erkenntnissen aus den hier beschriebenen Versuchen übereinstimmend lauten.

Tabelle.

Versuch Nr.	h cm	t cm	t/h
1	2,2	2,4	1,09
2	3,4	2,9	0,85
3	4,3	4,2	0,98
4	4,9	4,9	1,00

An den meisten Küstenstrecken der Nord- und Ostsee sind durch Peilungen und Beobachtungen mehrere Riffe hintereinander festgestellt worden, deren Gestalt und Lage häufigen Änderungen unterworfen sind. Die Ergebnisse der oben beschriebenen Versuche lassen die Vermutung aufkommen, daß die hintereinander liegenden Riffe auf die Wirkung von Brandungswellen verschiedener Höhe, die nicht gleichzeitig auftreten, zurückzuführen sind.

Die Richtigkeit dieser Vermutung zeigt der Versuch Nr. 6, dessen Ergebnis in Abb. 6 unter *e* festgehalten worden ist. Der gestrichelte gerade Linienzug stellt auch hier das Profil des Strandes vor Beginn des Versuches dar. Nach der Erzeugung von 7200 Wellen, deren Höhe 3,4 cm betrug, hatte der Strand das durch den strichpunktierten Linienzug dargestellte Querprofil. Das Riff ist, ähnlich wie bei dem Versuch Nr. 2, auf 3,3 cm Wassertiefe entstanden. Bei unverändert gelassenem Modell wurden darauf in zweistündigem weiteren Versuch 7200 Wellen von

[5]) M. Möller, Die Wellen, die Schwingungen und die Naturkräfte. Erster Teil, S. 27. Braunschweig 1926.

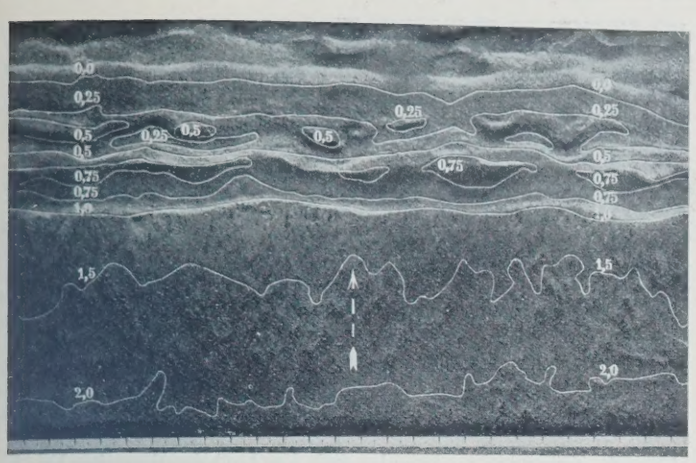


Abb. 8. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 6.

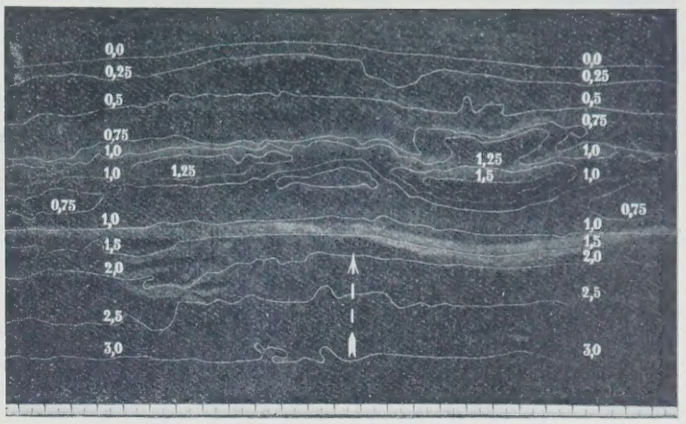


Abb. 10. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 10.

2,2 cm Höhe erzeugt. Das Ergebnis zeigt der ausgezogene Linienzug in Abb. 6 *e*. Die kleineren Wellen im zweiten Teile des Versuches haben das zuerst entstandene, von den größeren Wellen aufgeworfene Riff nur wenig verändert und abgetragen. Ein zweites Riff hat sich dagegen näher dem trockenen Strande gebildet. Den Tiefenplan des Strandes nach Beendigung des ganzen Versuches zeigt Abb. 8.

Die stärksten Veränderungen in der Gestaltung des unter Wasser liegenden nassen Strandes lassen sich an den Meeresküsten besonders nach grobem Seegange mit heftiger Brandung feststellen. Da hohe Wellen bei der ersten Brandung nur einen Teil ihrer Schwingungsenergie einbüßen, branden sie mehrmals und verursachen in diesem Falle die Entstehung mehrerer Riffe gleichzeitig. Die Versuche Nr. 3 und 4 zeigen bereits diese Erscheinung. Aus der Betrachtung der Querprofile *c* und *d* in Abb. 6 ist die Entstehung von zwei hintereinanderliegenden Riffen deutlich zu erkennen.

Alle diese Erscheinungen treten in der geschilderten Form nur ein, wenn der Modellstrand eine Neigung hat, die den flachen, in der Natur meistens vorhandenen Böschungsverhältnissen entspricht. Bei steileren Neigungen üben die brandenden Wellen teilweise anders geartete Wirkungen aus. Die Versuche Nr. 7 bis 10 mit Wellen von verschiedener Höhe und einem Modellstrand, der mit der Neigung 1 : 6 in die Versuchsrinne eingebaut war, hatten zum Beispiel die durch Abb. 9 erläuterten Ergebnisse.

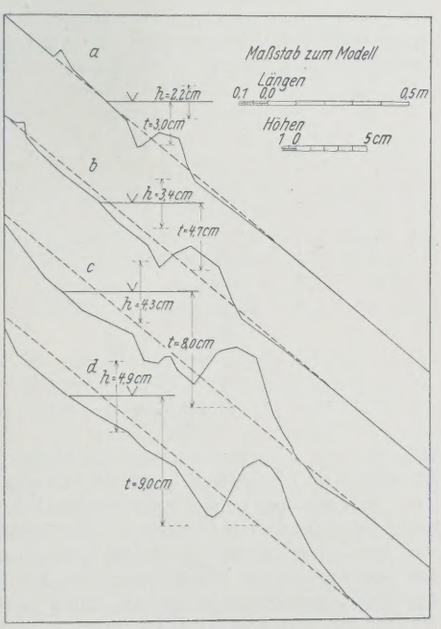


Abb. 9. Querprofile des Modellstrandes, Versuche Nr. 7 bis 10.

Bei diesem Böschungsverhältnis, das nach den oben mitgeteilten Modellmaßstäben einer Strandneigung von 1 : 30 in der Natur entspricht, kamen die Verlagerungen des Sandes und die Riffbildungen nicht zur Ruhe. Nach zwei Stunden, in deren Verlauf 7200 Wellen erzeugt wurden, lagen die Riffe, wie aus den Querprofilen der Abb. 9 zu ersehen ist, in einer Wassertiefe *t*, die den Wert *h* der Wellenhöhe erheblich überschreitet. Der Sand, aus dem diese Riffe aufgebaut sind, stammt auch zum größten Teile nicht von dem tiefer gelegenen nassen Strande, sondern er ist vom oberen trockenen Strande abgebrochen worden. Während also bei der flachen Neigung des Strandes der Sand aus der Tiefe nach oben gebracht wurde, ist bei der steileren Böschung teilweise der umgekehrte Weg zu erkennen. Hierbei ist, besonders bei den höheren Wellen, deren Wirkung die Querprofile *c* und *d* in Abb. 9 zeigen, die Linie des trockenen Strandes zurückgegangen und von dem über Wasser liegenden Ufer nur ein steil abfallender Böschungsfuß übriggeblieben. Abb. 10 stellt den Tiefenplan und Abb. 11 eine Aufnahme des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 10 dar.

Zusammenfassend darf als Ergebnis dieser Versuche gesagt werden, daß steile Strandneigungen sich nicht halten. Die Brandung hat das Bestreben, das Böschungsverhältnis flacher zu gestalten. Dabei treten Landverluste ein, die zur Bildung eines Steilhanges führen, sobald die Wellen an den Fuß eines höheren Ufers gelangen. Ein ähnliches Ergebnis hatten Versuche, die bereits von G. Hagen mit einfachen Versuchseinrichtungen vor mehr als fünf Jahrzehnten ausgeführt worden sind. Hagen ging jedoch bei seinen Versuchen von noch steileren Böschungen aus, infolgedessen waren die eintretenden Änderungen der Neigungsverhältnisse sowie die Ausbildung eines Steilhanges und der Uferabbruch noch deutlicher ausgeprägt[6]).

Eine im Abbruch befindliche Küste kann also auf die Dauer nur wirksam geschützt werden, wenn es gelingt, einen ausreichend breiten, flach geneigten Vorstrand zu schaffen. Durch die Anlage von Buhnen kann in vielen Fällen dieses Ziel erreicht werden, da sie den Sandbestand eines vorhandenen Strandes zu halten oder neue Sandmengen aufzufangen geeignet sind. Parallele Seeuferbefestigungen allein können dagegen auf die Neubildung oder Erhaltung eines guten Strandes keinen Einfluß ausüben. Ihre Anlage zum Schutze eines Böschungsfußes kann nur dann von Nutzen sein, wenn ein genügend breiter Strand vorhanden ist und sein Bestand auch für die Zukunft gesichert wird.

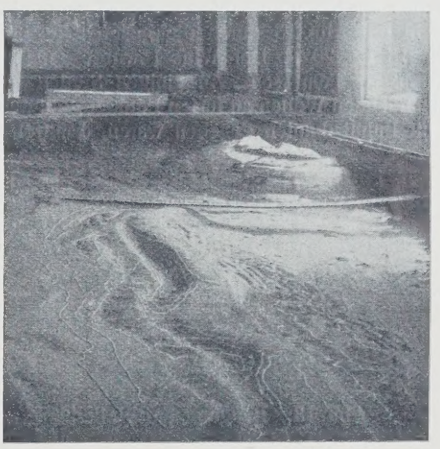


Abb. 11. Versuchsrinne mit Modellstrand nach Abschluß des Versuches Nr. 10.

2. Brandung und Sandbewegung bei schräg auflaufenden Wellen.

Alle Winde aus den seewärts vom Ufer gelegenen Quadranten, die nicht in die Richtung der Normalen zum Strande fallen, erregen Wellen, die schräg auf die Küste treffen. Bei den folgenden Versuchen Nr. 11 bis 15 wurden derartige Wellen dargestellt, indem der Wellenerzeuger so aufgestellt wurde, daß der Tauchkörper mit der Längswand der Rinne einen spitzen Winkel bildete.

Bei den Versuchen machte sich eine Erscheinung bemerkbar, die auch in der Natur bereits häufig beobachtet worden ist und als Beugung der Wellen bezeichnet wird. Sie beruht auf der oben schon erläuterten Tatsache, daß die Fortpflanzungsschnelligkeit der Wellen abnimmt, sobald

[6]) G. Hagen, Seeufer- und Hafen-Bau, 2. Aufl. Berlin 1878. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1. Band, S. 108.

Abb. 12. Brandung an der Küste des Samlandes.

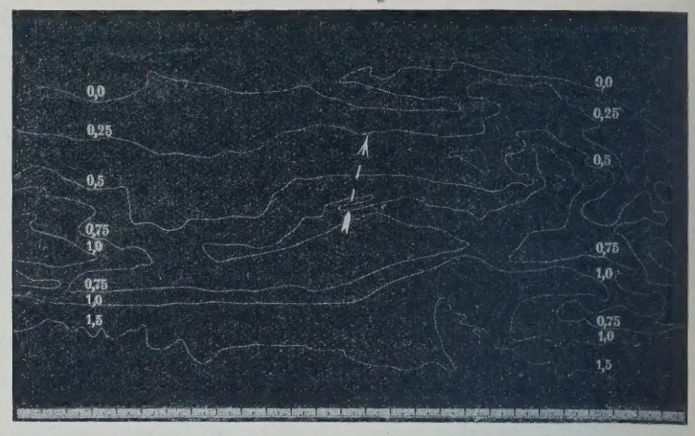


Abb. 14. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 11.

diese in Wasser von geringerer Tiefe gelangen. Die Flanke des Wellenkammes, die zuerst auf den ansteigenden Grund trifft, wird also in ihrer Fortpflanzungsschnelligkeit verzögert, während die noch auf tieferem Wasser befindliche Flanke mit mehr oder weniger unverminderter Schnelligkeit vorrückt.

Eine klare Vorstellung von der Beugung der auflaufenden Brandungswellen vermittelt die durch Abb. 12 dargestellte, an der Küste des Samlandes bei Georgenswalde aufgenommene Brandung.[7])

Für die richtige Durchführung der weiteren Versuche war es wichtig, den größten in der Natur vorkommenden Winkel α zwischen der Fortschrittsrichtung der Wellen und der Lotrechten zur Strandrichtung zu kennen, wobei die Wellenrichtung im Augenblicke der Brandung von ausschlaggebender Bedeutung ist. Da die vorhandene Versuchseinrichtung zur einwandfreien Untersuchung dieser Frage räumlich nicht ausreichte, mußten Beobachtungen in der Natur selbst angestellt werden. Diese fanden an den Küsten der Danziger Bucht und des Samlandes statt und ergaben den größten Wert des Winkels α bei einer Brandung am 2. und 3. Oktober 1927 an der samländischen Küste. An diesen Tagen herrschte ein Westwind von der Stärke 6 nach der Beaufortskala. An einer Strandstrecke bei Georgenswalde, die in west-östlicher Richtung verläuft, konnte der durch Abb. 13 wiedergegebene Verlauf der Wellenkämme festgestellt werden. Während der Wind und die Fortschrittsrichtung der Wellen auf tiefem Wasser parallel an der Küste entlangstrichen, betrug der Neigungswinkel α zwischen der Strandlinie und der Wellenrichtung bei eintretender Brandung, die in der Abb. 13 durch die gestrichelte Linie a—b angedeutet ist, nur 18 bis 20°. Der Winkel wurde durch Peilungen mit Hilfe eines Kompasses gemessen. An einigen Stellen konnte auch die Richtung der brandenden Wellen an festen Punkten, die durch vorhandene Rammgerüste für Buhnenbauten gegeben waren, ermittelt werden.

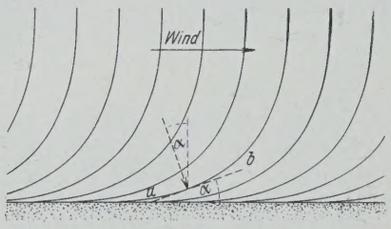


Abb. 13. Beugung der Wellen.

Bei den Versuchen Nr. 11 und 12 wurde der Wellenerzeuger so aufgestellt, daß die Kämme der auflaufenden Wellen einen Winkel von 15° mit der Strandlinie bildeten. Das Branden der Wellen findet in diesem Falle nicht in breiter Front gleichzeitig statt, sondern pflanzt sich mit der Richtung des Windes am Strande entlang fort. Die von der Brandung vorwärtsgeworfenen Wassermassen eilen schräg auf den Strand hinauf und strömen, in der Windrichtung fortschreitend, abwärts. Hierbei legen die einzelnen Wasserteilchen Wege zurück, die konzentrische und parallele parabelartige Kurven darstellen, und zwar werden die äußeren und weitesten parabelförmigen Wege von den Wasserteilchen durchmessen, die vom obersten Kamme des überschlagenden Wellenberges stammen. Die Bahn eines Wasserteilchens kann mit dem Wege eines Körpers verglichen werden, der schräg auf eine geneigte Ebene geworfen wird.

Jedes Wasserteilchen, das auf den Strand hinaufeilt und wieder zurückströmt, wird also um ein gewisses Maß im Sinne der Windrichtung seitlich versetzt. Dadurch entsteht eine an der Küste entlangstreichende Strömung, die unter dem Namen „Strandvertriftung" bekannt ist.

Den Bewegungen der Wasserteilchen entsprechend werden die von den Wellen losgelösten und mitgeführten Sandmengen oder Sinkstoffe umgelagert, so daß auch sie seitlich verfrachtet werden.

Alle diese Vorgänge konnten im Modell gut beobachtet werden. Die unter dem Winkel von 15° gegen die Uferlinie geneigt auflaufenden Wellen haben die Wirkungen hervorgerufen, die durch Abb. 14 u. 15 erläutert werden. Sie stellen das Ergebnis des Versuches Nr. 11 dar, dessen Dauer vier Stunden betrug. In dieser Zeit wurden 14 400 Wellen erzeugt. In dem Tiefenplan (Abb. 14) ist die Fortpflanzungsrichtung der Wellen in der Brandungszone durch den gestrichelten Pfeil und die Schichtlinie 0,0 des eingebauten Strandes, also vor Beginn des Versuches, durch eine dunkle Linie gekennzeichnet worden. In der Abb. 15 bedeutet die gestrichelte Linie das gleichmäßig unter 1 : 13 abgeböschte Profil des eingebauten Strandes vor dem Versuch, der strichpunktierte Linienzug entspricht dem Strandprofil nach Abschluß des Versuches auf der linken Seite des aufgenommenen Tiefenplanes, während der strichzweipunktierte Linienzug das Querprofil auf der rechten Seite des Versuchsfeldes ebenfalls nach beendigtem Versuch darstellt.

Aus beiden Abbildungen kann zunächst entnommen werden, daß sich die Riffbildung und der Angriff der Wellen auf den Meeresgrund vor Eintritt der Brandung ebenso verhält wie bei den oben behandelten, winkelrecht auflaufenden Wellen. Außerdem hat aber eine starke seitliche Verfrachtung des Sandes stattgefunden. Infolgedessen ist auf der linken Seite des Versuchsfeldes die Schichtlinie 0,0 zurückgegangen, also Landverlust eingetreten. Auch der unter Wasser liegende nasse Strand

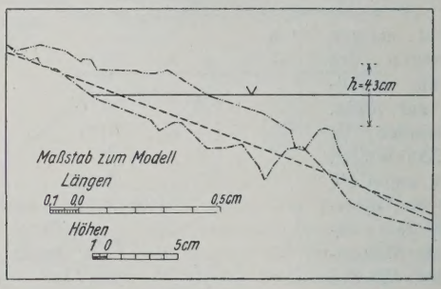


Abb. 15. Querprofile des Strandes, Versuch Nr. 11.

hat, wie aus dem strichpunktierten Querprofil in Abb. 15 zu erkennen ist, durchweg an Bestand verloren. Dagegen ist auf der rechten Seite eine Ansammlung großer Sandmengen unter Vorrücken der Linie des trockenen Strandes zu bemerken. Eine weitere Verfrachtung des Sandes war hier nicht möglich, weil das Versuchsfeld durch Beruhigungssiebe, die eine Ausbreitung der Wellenbewegung über die anschließenden Teile der Rinne mit Rücksicht auf die damit verbundene Verminderung der Wellenhöhe verhindern sollten, begrenzt war.

Die Geschwindigkeit des Küstenstromes, der durch die seitliche Versetzung der Wasserteilchen entsteht, wurde während des Versuches gemessen und betrug 13,5 cm/Sek. Nach den Modellmaßstäben entspricht diese Strömungsgeschwindigkeit einer solchen von 13,5 · 4,472 = 60,0 cm/Sek. Die Strömung wird im Modell, sobald eine Anlandung an der leeseitigen Begrenzung des Versuchsfeldes eingeleitet ist, nach dem tiefen Wasser zu abgelenkt und verursacht die im Tiefenplan erkennbare Unterbrechung im Zuge des vorgelagerten Riffes. Ein weiterer Versuch Nr. 12, bei dem unter sonst gleichen Bedingungen Wellen von geringerer Höhe erzeugt wurden, zeitigte die gleichen Ergebnisse in etwas schwächerer Form.

[7]) Abb. 12 nach einer photographischen Aufnahme von O. Krauskopf, Ostseebad Rauschen.

Da in der Natur eine Begrenzung des Wirkungsbereiches der Wellen nicht vorhanden ist, geht hier, im Gegensatze zu den Modellversuchen, die Sandwanderung über weite Küstenstrecken. Auf diese Vorgänge wird weiter unten noch näher eingegangen werden.

3. Die Einflüsse der Strömungen.

Schon die schräg auf einen Strand treffende Brandung verursacht, wie oben gezeigt, einen an der Küste entlangstreichenden Strom, der die Verfrachtung von Sand begünstigt und die Wirkung der brandenden Wellen in dieser Beziehung verstärkt. Es handelt sich hierbei um eine Strömung, die mittelbar mit Hilfe der Wellen vom Winde erzeugt wird. Hinzu kommt häufig eine Strömung, die unmittelbar durch den Wind selbst entsteht und ebenfalls an der Küste entlangstreicht. Sie wird durch die Reibung zwischen Wasser und Wind hervorgerufen, indem die oberen Schichten des Wassers vom Winde mitgerissen werden. Derartige Windströmungen sind Oberflächenströmungen, die im freien Wasser der Richtung des Windes folgen. Treffen sie auf unregelmäßig geformte Küsten, so werden sie von diesen geführt und folgen ihrem Verlauf. Im Verein mit den obenerwähnten Strömungen, die durch brandende Wellen entstehen, können sie eine erhebliche Geschwindigkeit erreichen. An den Küsten der Ostsee erlangen sie ausschlaggebende Bedeutung, da hier andere Strömungsarten schwächer auftreten.

Durch Beobachtungen und Messungen sind in der Ostsee Küstenströme mit einer Geschwindigkeit bis zu 2 Sm/Std. vor Stolpmünde, Neufahrwasser und Memel, bis zu 3 Sm/Std. vor Warnemünde, Kolbergermünde und Rügenwaldermünde festgestellt worden, vor den Molen von Pillau kann sogar eine Strömungsgeschwindigkeit von 4 Sm/Std. bei besonderen Witterungsverhältnissen eintreten[8]).

An den Küsten der Nordsee erlangen außer den Windströmungen die Tideströmungen hervorragende Bedeutung.[9]) Sie erstrecken sich über die ganze Tiefe des Meeres, sind jedoch bei großen Tiefen nicht besonders stark. Dagegen nimmt ihre Stärke gerade im Bereiche der Küsten im flachen Wasser zu, da hier der Massenaustausch der verschiedenen Wasserspiegellagen durch enge Querschnitte stattfinden muß. An der deutschen Nordseeküste treten die Tideströmungen mit einer Geschwindigkeit von 2 Sm/Std. auf[10]), sie können, durch das Zusammentreffen mit gleichgerichteten Windströmungen verstärkt, auch bedeutend größere Geschwindigkeiten erreichen.

Endlich sind Meeresströmungen zu berücksichtigen, deren Entstehung auf die Ungleichheiten in der Dichte des Wassers zurückzuführen ist. In der Nordsee tritt diese Strömungsart der viel stärkeren Tideströmungen wegen nicht in Erscheinung, in der Ostsee hat sie größere Bedeutung, wenn sie auch hier häufig von stärkeren Windströmungen überdeckt oder aufgehoben wird. Da die Ostsee sich über zwölf Breitengrade erstreckt sind die südlichen Gewässer einer stärkeren Erwärmung ausgesetzt als die nördlichen. Es entsteht eine nach Süden gehende kalte Strömung, die infolge der Umdrehung der Erde nach Westen abgelenkt wird und daher an der schwedischen Küste entlangstreicht. Eine nach Norden gerichtete warme Strömung, die aus dem gleichen Grunde nach Osten abgelenkt wird, folgt dagegen dem Verlauf der deutschen und baltischen Küsten.

Auch das verschiedene spezifische Gewicht des Wassers infolge ungleichen Salzgehaltes kann zur Entstehung derartiger Strömungen führen. Sie machen sich besonders an den Verbindungsstellen der Haupt- und Nebenmeere bemerkbar. In den Meerengen zwischen der Nord- und Ostsee kann zum Beispiel am Grunde das Einströmen des salzreicheren, schwereren Nordseewassers in die Ostsee, an der Oberfläche dagegen ein Abströmen des weniger salzreichen, leichteren Ostseewassers nach der Nordsee beobachtet werden.

Tideströmungen sind einem regelmäßigen Richtungswechsel unterworfen. Auch die Windströmungen können, je nach der Richtung der gerade herrschenden Winde, verschieden gerichtet sein. Da an den deutschen Küsten der Nord- und Ostsee Winde aus den westlichen Quadranten vorherrschen, so gewinnen in der Nordsee die nach Osten gehenden Flutströme das Übergewicht, und in der Ostsee überwiegen die nach Osten gerichteten Windströmungen.

Für die vorliegenden Modellversuche durfte daher die Darstellung der Küstenströmung in einer Richtung als ausreichend angesehen werden. Auf die Nachahmung des Kenterns der Strömung während eines Versuches mußte verzichtet werden, da die benutzte Versuchsrinne nicht mit den hierzu erforderlichen Einrichtungen ausgerüstet ist. Die Verhältnisse, die an der Nordseeküste infolge der ständig wechselnden Richtung der Tideströmungen herrschen, werden also durch die Versuche nicht erfaßt.

Bei den Versuchen Nr. 13 und 14 wurden 3,4 cm hohe Wellen erzeugt, deren Fortpflanzungsrichtung in der Brandungszone bei dem ersten Versuch um 15°, beim zweiten Versuch um 20° von der Winkelrechten zur Strandlinie abwich. Außerdem wurde bei beiden Versuchen eine Küstenströmung erzeugt, deren Geschwindigkeit 0,16 m/Sek. betrug. Der Küstenstrom und die schräg auflaufende Brandung verursachten unmittelbar am Ufer entlangstreichende Strömungen von 0,20 m/Sek. beziehungsweise 0,24 m/Sek. Geschwindigkeit. Nach den Modellmaßstäben werden dadurch Küstenströme mit Geschwindigkeiten von rd. 0,90 m/Sek. beziehungsweise 1,08 m/Sek. in der Natur dargestellt.

Die Ergebnisse beider Versuche unterscheiden sich nicht wesentlich von denen der Versuche, die im vorigen Kapitel beschrieben worden sind. Auch hier zeigten sich die Riffbildungen und die Auswaschungen des Grundes seewärts der Riffe. Dagegen ist die seitliche Abwanderung des Sandes unter dem Einfluß der Strömung in bedeutend stärkerem Maße erfolgt. Während die Dauer der Versuche Nr. 11 und 12 vier Stunden betrug, sind die beiden Versuche Nr. 13 und 14, bei denen außer den Wellen auch Strömung erzeugt wurde, nur drei Stunden betrieben worden. Trotzdem waren die seitlich verfrachteten Sandmengen größer, und die feineren Bestandteile des Sandes wurden von der Strömung weit mitgeführt. Ablagerungen feinen Sandes waren bis zum Ablaufende der Rinne gelangt und nach Ablassen des Wassers auf dem alten Grunde zu erkennen. Der durch Abb. 16 dargestellte Tiefenplan gibt den Zustand des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 14 wieder und zeigt den Rückgang des trockenen Strandes an der linken Seite des Versuchsfeldes, die nach oberstrom gerichtet war. Auf der anderen Seite ist wiederum ein Vorrücken des trockenen Strandes zu erkennen. Auch in diesem Tiefenplan ist die ursprüngliche Null-Linie, die bei dem eingebauten Strande vor Beginn des Versuches vorhanden war, durch eine dunkle Linie bezeichnet worden; die eingetragenen Pfeile geben die Richtung der brandenden Wellen und des Küstenstromes an.

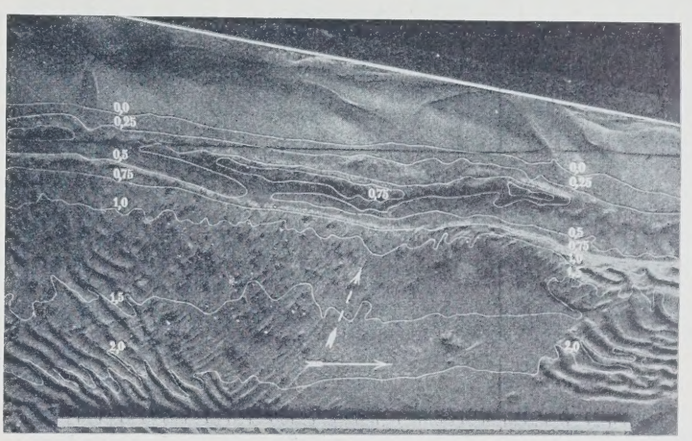


Abb. 16. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 14.

Während also die Brandung den Sand aufrührt und seitlich verfrachtet, sobald sie unter einem spitzen Winkel auf den Strand trifft, tragen die Strömungen zur Verstärkung dieser Bewegung bei und befördern feinere Sinkstoffe über weite Strecken. An den deutschen Ostseeküsten werden auf diese Weise große Mengen von Sand dauernd bewegt, wobei die Hauptfortschrittsrichtung des wandernden Sandes infolge der vorherrschenden westlichen Winde nach Osten gerichtet ist.

4. Der Gleichgewichtszustand der Sandwanderung und seine Störungen. Die neutrale Linie.

Bei den Versuchen Nr. 11 bis 14 hatte sich gezeigt, daß der Bestand des Strandes an der Seite des Versuchsfeldes, die von der Strömung und den Wellen zuerst getroffen wird, abnimmt. Dadurch geht die Linie des trockenen Strandes zurück, und Landverluste treten ein. Dieser Zustand dauert an, solange keine neuen Zuführungen von Sand stattfinden. Erst wenn der Küstenstrom im Verein mit der strandversetzenden Brandung neue Sandmengen von weiterher heranbringt, bildet sich ein Gleichgewichtzustand aus, und der Strand bleibt erhalten.

Um diese Vorgänge im Modell zu untersuchen, wurden die Versuche Nr. 13 und 14 fortgesetzt, indem Wellen und Küstenstrom wie oben beschrieben erzeugt, gleichzeitig aber dem in das Versuchsfeld eintretenden Küstenstrom Mengen feinen Sandes durch Einstreuen beigegeben wurden. Hierzu wurde ein Trichter aus Zinkblech mit einer kleinen Ausflußöffnung benutzt, der nach Art eines Pendels aufgehängt und in Schwingung versetzt wurde. Der fein gesiebte Sand rieselte aus der Öffnung wie aus einer Sanduhr heraus und wurde infolge der schwingenden Bewegung des Trichters dem strömenden Wasser gleichmäßig verteilt zugeführt. Auf diese Weise konnte die in der Natur meistens stattfindende Zufuhr neuen Sandes von den anschließenden Küstenstrecken nachgeahmt werden.

[8]) Ostsee-Handbuch, Südlicher Teil. Berlin 1911.

[9]) F. W. Otto Schulze, Seehafenbau, Bd. I, S. 182. Berlin 1911. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[10]) Nordsee-Handbuch, Östlicher Teil, 8. Aufl., S. 197. Berlin 1917.

Da aus den vorher gewonnenen Versuchsergebnissen die Menge des verfrachteten Sandes ermittelt werden konnte, war auch für die Zuführung des neuen Sandes ein gewisses Maß gegeben. Bei beiden so fortgesetzten Versuchen und bei einem weiteren dieser Art wich der trockene Strand nicht mehr zurück. Der eingestreute Sand wurde über das ganze Versuchsfeld verfrachtet und war nach dem Versuch an Ablagerungen in den stromab gelegenen Teilen der Rinne zu erkennen. Die während eines der drei Versuche bewegte Sandmasse betrug 30 000 cm^3 mit einem Gewicht von 46 kg. Dabei war die Versuchsdauer drei Stunden, in dieser Zeit wurden 10 800 Wellen erzeugt.

Die Menge des verfrachteten Sandes ist abhängig von der Größe und Fortschrittsrichtung der Wellen, von der Stärke der Küstenströmung und von der Beschaffenheit der bewegten Stoffe. Je spitzer der Winkel ist, unter dem die brandenden Wellen die Küste treffen, desto schneller geht die Sandwanderung vor sich. Daraus ergibt sich, daß in der Natur, je nach Lage der Küstenlinie zur vorherrschenden Windrichtung, die Sandwanderung an den einzelnen Küstenstrecken sehr verschiedene Stärke hat. Ein Gleichgewichtszustand kann nur dort eintreten, wo die Wirkungen der Naturkräfte gleichmäßig sind und die benachbarten Küstenstrecken Ersatz für die bewegten Sandmengen liefern. Störungen dieses Gleichgewichtszustandes treten ein, sobald die Strandlinie ihre Richtung merklich ändert. Wird die Sandwanderung in ihrer Fortschrittsgeschwindigkeit vermindert, so treten große Ansammlungen der bewegten Stoffe ein, es bildet sich ein breiter, widerstandsfähiger Strand. Dagegen entstehen Uferabbrüche und Landverluste an den Küstenstrecken, die auf Grund ihrer Streichrichtung stärker von den angreifenden Kräften getroffen werden. An den deutschen Ostseeküsten sind Strecken mit schneller und langsamer Sandwanderung in wechselnder Folge vorhanden.[11])

Wenn die Uferabbrüche den Verlust wertvollen Landes verursachen, so kann durch den Bau von Buhnen die Sandwanderung aufgehalten und dadurch ein schützender Strand geschaffen werden. Mit Erfolg werden sich aber Buhnenbauten nur an solchen Küstenstrecken ausführen lassen, die von wandernden Sand- oder Sinkstoffmengen erreicht werden. Findet keine Zufuhr von der benachbarten Küste her statt, so werden alle künstlichen Maßnahmen, einen widerstandsfähigen Strand zu schaffen, vergeblich sein.

Bei allen bisher besprochenen Versuchen hat sich ferner gezeigt, daß der Seegrund von den Wellen nur bis zu einer gewissen Tiefe angegriffen wird. Der bewegliche Küstensaum, in dessen Bereich der Sand oder andere Sinkstoffe umgelagert werden, erstreckt sich also nur bis zu dieser Grenze. Auch aus Beobachtungen in der Natur ist das Vorhandensein einer derartigen Grenze, der „neutralen Linie", bereits festgestellt worden. Die Lage dieser neutralen Linie richtet sich zweifellos nach der Höhe der vorkommenden stärksten Wellen und der Beschaffenheit des Grundes. Zur Untersuchung dieser Frage können die im Rahmen dieser Arbeit durchgeführten Versuche nicht als ausreichende Unterlage angesehen werden.

III. Versuche über die zweckmäßige Anlage von Strandbuhnen.

1. Die Buhnenmodelle.

Seit mehreren Jahrzehnten werden an den deutschen Küsten die verschiedensten Bauweisen bei der Anlage von Buhnen angewendet. Den örtlichen Verhältnissen entsprechend hat sich an den einzelnen Küstenstrecken diese oder jene Bauart besonders bewährt und wird infolgedessen vorwiegend gewählt. Es würde den Rahmen dieser Arbeit überschreiten, die vorkommenden Bauarten einzeln im Modell zu untersuchen.

Als Vorbild für die Modelle wurden bei den durchgeführten Versuchen die Buhnen gewählt, die zurzeit an der Küste des Samlandes bei den Orten Georgenswalde und Rauschen von dem Hafenbauamt in Pillau erbaut werden. Sie bestehen aus zwei Reihen von Pfählen, die mit der Neigung 4 : 1 eingerammt werden. Am oberen Ende der Pfähle beträgt der Abstand der beiden Pfahlreihen 1 m. Der zwischen ihnen entstehende Raum wird zunächst mit kreuzweise verlegten Faschinen 0,5 bis 0,6 m hoch abgedeckt und darüber mit einer Packung aus großen Steinen ausgefüllt. Am Buhnenkopf wird dem Bauwerk durch Gurtungen aus halbrunden Hölzern, die durch eiserne Zuganker miteinander verbunden und unmittelbar über Mittelwasser angebracht sind, größere Widerstandskraft gegen den Angriff der brandenden Wellen gegeben. Mit Rücksicht auf die hohen Kosten, die der Bau flacher, geneigter Buhnenköpfe erfordert, sind diese steil ausgebildet worden. Die Oberkante der Pfahlwände und der Steinpackung liegt 0,3 m über Mittelwasser. Auf dem trockenen Strande wird durch eine Faschinenpackung, die mit Steinen beschwert ist, der Landanschluß hergestellt, der bis an den Fuß des Steilufers hinaufgeführt wird.[12])

Die Modelle der Buhnen stellen eine Nachbildung dieser Bauwerke im Modellmaßstabe, also 1 : 100 für die Längen und 1 : 20 für die Höhen, dar und wurden aus Beton gefertigt. Sie unterscheiden sich von den natürlichen Buhnen wesentlich dadurch, daß sie nicht wasserdurchlässig sind. Auf die dadurch entstehenden, von der Natur abweichenden Wirkungen wird bei der Besprechung der Versuche noch einzugehen sein.

Die Ergebnisse aus den Versuchen mit den hier gewählten Buhnenmodellen können nur auf solche Buhnenbauten zuverlässig übertragen werden, die in ihrer Bauweise nicht wesentlich von den beschriebenen Vorbildern abweichen. Besonders dürften bei den sehr flachen Buhnen, die an der Nordsee üblich sind, manche Wirkungen der Naturkräfte eintreten, die bei dieser Versuchsarbeit nicht ermittelt werden konnten. Auch die besonderen Verhältnisse an den Küsten der Nordsee, die ständig wechselnden Wasserstände und die regelmäßig sich ändernde Strömungsrichtung infolge der Gezeiten sind bei den folgenden Versuchen nicht in den Kreis der Betrachtungen einbezogen worden.

2. Die zweckmäßige und erforderliche Buhnenlänge.

Unter Buhnenlänge soll das Maß der Buhne vom Kopf bis zur Linie des trockenen Strandes bei Mittelwasser verstanden werden. Die Landanschlüsse, deren Länge sich nach den örtlichen Verhältnissen richtet und sehr verschieden sein kann, sollen in dem Maß der Buhnenlänge nicht enthalten sein.

Das Maß der Buhnenlänge ändert sich, sobald neuerbaute Buhnen zu wirken beginnen. Infolge der Sandablagerung in den Buhnenfeldern rückt die Linie des trockenen Strandes allmählich wasserwärts vor, die Entfernung vom Buhnenkopf bis zum trockenen Strande wird geringer. Dieser Umstand muß bei dem Entwurf bereits berücksichtigt werden, weil die Buhnen auch in späterer Zeit, wenn sich ein breiter und widerstandsfähiger Strand ausgebildet hat, die Erhaltung dieses Strandes gewährleisten sollen. Die erstrebte Linie des trockenen Strandes bei Mittelwasser wird in den folgenden Ausführungen als „Soll-Linie" des Strandes und entsprechend das Maß vom Buhnenkopf bis zu dieser Linie als „Soll-Länge" der Buhnen bezeichnet werden.

Die bisher beschriebenen Versuche haben gezeigt, daß eine lebhafte seitliche Sandbewegung in erster Linie am oberen Rande des nassen Strandes und auf den Riffen stattfindet. Seewärts von den Riffen werden die Bestandteile des Grundes vom Boden losgelöst und auf den höher gelegenen Strand hinaufgeworfen, wo sie dann an der seitlichen Verfrachtung teilnehmen.

Da die Aufgabe der Strandbuhnen in der Hemmung der Sandwanderung zu erblicken ist, muß die Buhnenlänge der Breite des in lebhafter Bewegung befindlichen Strandgürtels entsprechend gewählt werden. Je nach den örtlichen Verhältnissen und der Größe der angreifenden Naturkräfte ist an den einzelnen Küstenstrecken die Breite des Strandgürtels mit starker Sandwanderung verschieden. Die größte Ausdehnung muß der bewegliche Küstensaum an den Stellen haben, die häufig von besonders hohen Wellen getroffen werden. Auch an einer einzelnen, bestimmten Küstenstrecke ist die Breite der Sandwanderungszone je nach der gerade herrschenden Richtung und Stärke von Wind und Wellen verschieden. Wie im vorigen Abschnitt bereits gezeigt wurde, ist das Vorhandensein mehrerer Riffe hintereinander auf die Wirkung von Wellen verschiedener Höhe, die zeitlich getrennt voneinander auftreten, zurückzuführen. Die in tiefem Wasser liegenden äußersten Riffe sind unter der Einwirkung sehr hoher, selten vorkommender Wellen entstanden und geraten auch nur bei starker Brandung wieder in Bewegung. Eine häufig vorhandene Sandbewegung wird jedoch bis zu dem Riffe auftreten, dessen Entstehung auf eine Brandung von ebenfalls oft vorkommender Höhe zurückzuführen ist.

An den deutschen Ostseeküsten sind Wellen von mehr als 2 m Höhe selten, dagegen sind Brandungswellen, deren Höhe sich zwischen 1 und 2 m bewegt, häufiger anzutreffen. Eine starke Sandbewegung ist daher an diesen Küsten bis zu dem Riff zu suchen, das meistens in etwa 100 m Entfernung vom trockenen Strande in etwa 1,5 m Wassertiefe liegt. Werden die Buhnen bis auf dieses Riff vorgestreckt, so werden genügende Sandmengen in die Buhnenfelder gelangen, wenn überhaupt eine lebhafte Strandvertriftung an der betreffenden Küstenstrecke herrscht.

Je weiter die Buhnen seewärts geführt werden, desto größer kann ihr gegenseitiger Abstand sein, und desto weniger Buhnen sind zum Schutze einer bestimmten Küstenstrecke erforderlich. Die Entscheidung über das zweckmäßigste Verhältnis zwischen der Buhnenlänge und Anzahl der zu erbauenden Buhnen ist eine Frage der Wirtschaftlichkeit. Nach den Erfahrungen an den Küsten der Ostsee erfordern die Bauten unverhältnismäßig hohe Kosten, wenn sie über die 2-m-Tiefenlinie hinaus vorgestreckt werden. Nach den obigen Ausführungen ist es auch nicht erforderlich, in größere Wassertiefen zu gehen. Besondere örtliche Verhältnisse können allerdings Veranlassung geben, von dieser Regel abzuweichen.

[11]) Heiser, Über die zweckmäßigste Anordnung der äußeren Hafendämme von Seehäfen an sandiger Küste usw., Z. f. Bauw. 1920, S. 677.

[12]) Vergl. Heiser, Uferschutzbauten an der deutschen Ostseeküste, „Die Bautechnik" 1927, Heft 53, S. 776.

3. Die Strömungen in Buhnenfeldern und ihre Abhängigkeit von den Buhnenabständen.

Zur Untersuchung der Strömungserscheinungen in den Buhnenfeldern wurde der Modellstrand wie bei den bisher beschriebenen Versuchen mit gleichmäßiger Neigung von 1 : 13, entsprechend einer Strandneigung von 1 : 65 in der Natur, im Versuchsgerinne hergestellt. Auf diesen Strand wirkte die Brandung von 3,4 cm hohen Wellen. Nach zwei Stunden, in denen 7200 Wellen erzeugt wurden, hatte sich der Strand so geändert, daß seine Neigungen denen eines natürlichen Strandes entsprachen. Ein Riff war entstanden, dessen Lage und Gestalt sich gegen Ende der angegebenen Zeit nicht mehr merklich änderte.

In dieser Gestalt wurde der Strand für die Versuche Nr. 16 bis Nr. 26 belassen. Nacheinander wurden die Modellbuhnen mit verschiedenen gegenseitigen Abständen und winkelrecht zur Strandlinie eingebaut. Abb. 17 zeigt zum Beispiel den Tiefenplan des Strandes nach der zweistündigen Einwirkung der Brandungswellen mit drei Modellbuhnen, deren Abstand der 1,5fachen Buhnenlänge entspricht.

Nach dem jeweiligen Einbau der Buhnen in einem gewissen gegenseitigen Abstande wurde eine Strömung in der Rinne erzeugt, deren Geschwindigkeit im freien Wasser vor den Buhnenköpfen 0,25 m/Sek. betrug. Zur Festlegung der Strömungsvorgänge in den Buhnenfeldern wurden Papierschnitzel auf die Wasseroberfläche gestreut und diese mit Hilfe eines photographischen Apparates, der lotrecht über der Mitte des Versuchsfeldes aufgestellt war, aufgenommen. Die Belichtungszeit betrug etwa 10 bis 15 Sek. In dieser Zeit legten die einzelnen Papierschnitzel Wege zurück, die auf der Lichtbildaufnahme als weiße Striche erscheinen

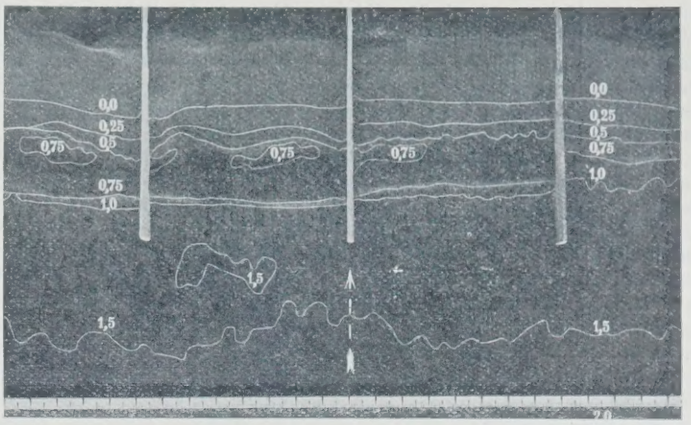


Abb. 17. Tiefenplan des Modellstrandes während der Versuche Nr. 16 bis 26.

und die Stromlinien darstellen. Um möglichst deutliche Stromlinien auf den Lichtbildern zu erhalten, wurde das Wasser rot gefärbt; es erscheint daher auf den Aufnahmen undurchsichtig und dunkel.

Eine Anzahl der nach diesem Verfahren hergestellten Strömungsbilder zeigen Abb. 18 bis 23. Während bei dem Versuch, dessen Ergebnis

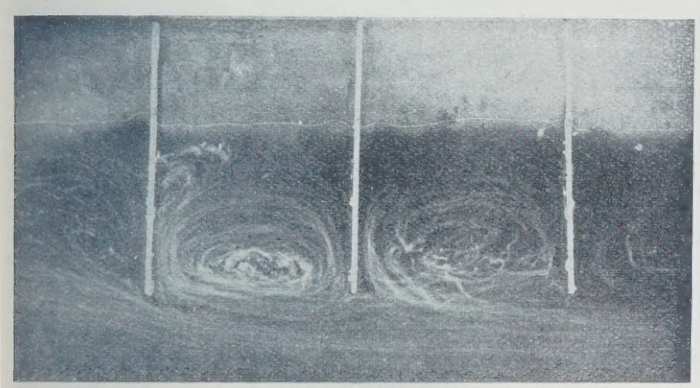


Abb. 18.

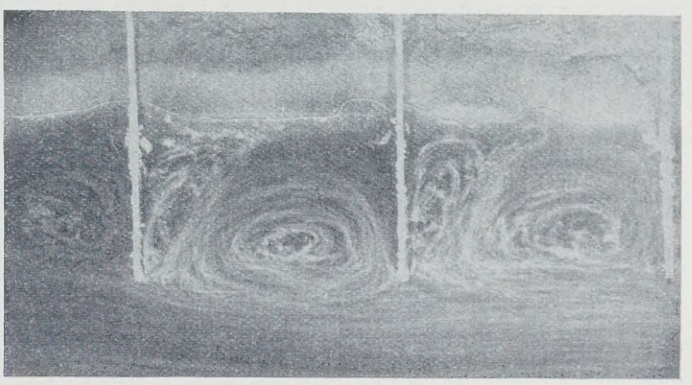


Abb. 19.

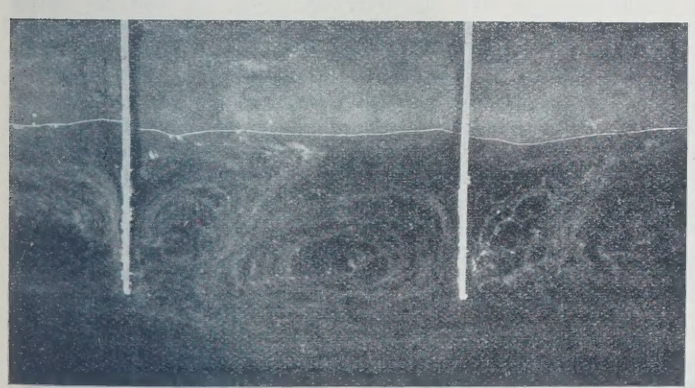


Abb. 20.

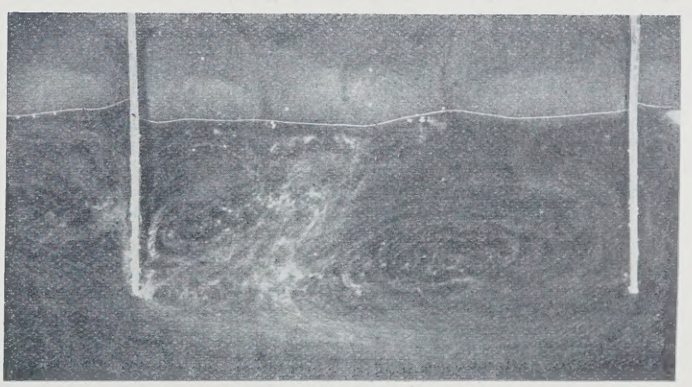


Abb. 21.

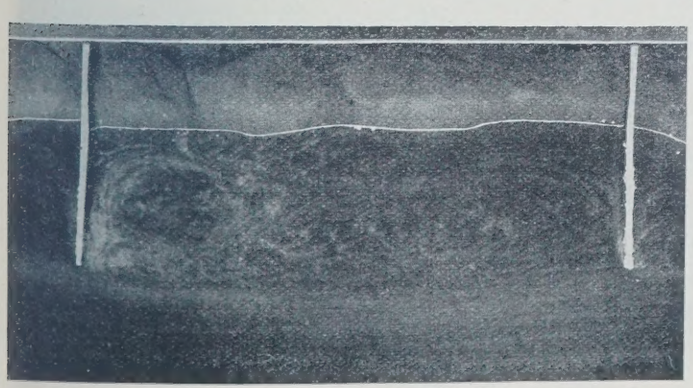


Abb. 22.

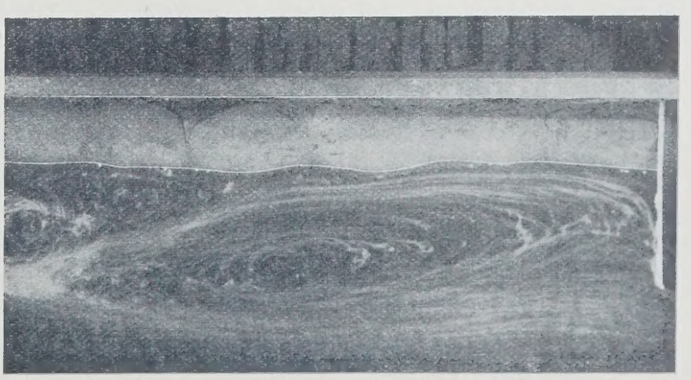


Abb. 23.

Abb. 18 bis 23. Strömungen in Buhnenfeldern.

durch Abb. 18 veranschaulicht wird, der Abstand der Buhnen mit dem Maß der Buhnenlänge übereinstimmt, hat der Buhnenabstand in Abb. 19 das 1,5fache, in Abb. 20 das 2fache, in Abb. 21 das 3fache, in Abb. 22 das 4fache und endlich in Abb. 23 das 6fache Maß der Buhnenlänge. Bei allen Abbildungen bewegt sich die Strömung vor den Buhnenköpfen von der linken nach der rechten Bildseite.

Aus den Aufnahmen geht hervor, daß die an den Buhnenköpfen entlangstreichende Strömung die Entstehung von Wasserwalzen veranlaßt, die die Buhnenfelder ausfüllen. Diese Wasserwalzen sind auf die Umwandlung der Strömungsenergie in andere Energieformen zurückzuführen. Das strömende Wasser hat, sobald es an dem stromauf gelegenen Buhnenkopf vorbeigeflossen ist, das Bestreben, den sich plötzlich erweiternden Raum auszufüllen, indem sich die einzelnen Wasserfäden auseinanderziehen. Dabei wird Geschwindigkeit eingebüßt und die Einbuße an Strömungsenergie teilweise durch Energie der Lage ersetzt. Am unterstrom gelegenen Ende des Buhnenfeldes bildet sich eine geringe Erhebung des Wasserspiegels.[13]) Infolgedessen fließen nun Wasserteile an der Uferlinie entlangstreichend nach der stromauf liegenden Buhne zurück. Ihre Strömungsrichtung ist also der vor der Streichlinie der Buhnen herrschenden Hauptströmung entgegengerichtet. Diese zurückströmenden Wasserteile werden, von der oberen Buhne am Weiterfließen in der eingeschlagenen Richtung behindert, abermals umgelenkt und gelangen zum Teil in die Hauptströmung zurück, zum Teil beginnen sie wiederum den Kreislauf der Wasserwalze. An der Trennungsfläche der gegeneinander gerichteten Strömungen des landseitigen und wasserseitigen Teiles der Walze finden unregelmäßige Ablösungen einzelner Wasserteile statt, die kleine Walzen mit lotrechter Achse bilden. Da alle diese Wasserteilchen ihre Bewegungsrichtung geändert haben, müssen sie von dem vorbeifließenden Wasser wieder beschleunigt werden. Dabei wird fortwährend Strömungsenergie eingebüßt und in andere Energieformen umgewandelt. Auch die aus der Walzenbewegung in die Hauptströmung vor den Buhnenköpfen zurücktretenden Wasserteile müssen von der Hauptströmung unter Verlust von Strömungsenergie wieder beschleunigt werden. In den rechten Winkeln zwischen dem Strande und den Buhnen bilden sich unter dem Einfluß der Hauptwalze außerdem kleinere Nebenwalzen, deren Drehsinn dem der Hauptwalze entgegengesetzt ist.

Die Entstehung der Wasserwalzen in den Buhnenfeldern ist in erster Linie der Anlaß zur gewünschten Ablagerung von Sand und anderen Sinkstoffen, da infolge der Einbuße an Strömungsenergie die Schleppkraft vermindert wird. Die Ablösungen der Wasserteilchen bewirken einen dauernden Austausch von Wassermengen zwischen der Küstenströmung und den Walzen. Immer neue Wassermengen gelangen daher in die Buhnenfelder hinein und führen ihnen neue Sinkstoffe zu.

Aus einem Vergleich der Strömungsbilder (Abb. 18 bis 23) ergibt sich, daß die Gestalt und Lage der einzelnen Wasserwalzen sich mit dem gewählten Verhältnis zwischen Buhnenlänge und Buhnenabstand ändert. Solange dieses Verhältnis nicht größer als 1 : 2 gewählt wird, bilden sich einheitliche Hauptwalzen aus, die fast das ganze Buhnenfeld ausfüllen. Bei größeren Buhnenabständen gewinnen die Nebenwalzen an Ausdehnung, und die Ablösungen zwischen der Hauptwalze und den Nebenwalzen werden unregelmäßiger.

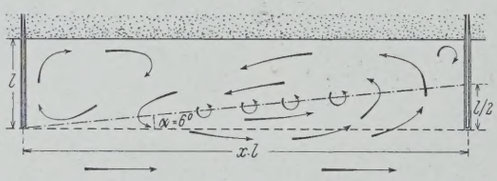


Abb. 24. Strömungen in einem Buhnenfelde.

Die für den Buhnenbau sehr wichtige Frage, bis zu welchem größten Abstande die Buhnenfelder noch vollständig mit Walzen ausgefüllt sind, so daß im ganzen Buhnenfelde die Strömungsenergie und die Schleppkraft des Wassers vermindert wird, läßt sich auf Grund der aufgenommenen Strömungsbilder entscheiden. Aus den Aufnahmen, besonders aus den Abb. 20 bis 23, ist zu entnehmen, daß die Trennungsfläche der gegeneinander gerichteten Strömungen der Hauptwalze, die auch als Längsachse der Grundrißfigur dieser Walze bezeichnet werden kann, mit der Streichlinie der Buhnen einen Winkel von etwa 6 ° bildet[14]). Alle Stromfäden wasserwärts dieser Linie fließen in der Richtung des Küstenstromes, alle landwärts von dieser Linie befindlichen Stromfäden haben die entgegengesetzte Strömungsrichtung. Solange der Buhnenabstand nicht größer bemessen wird, daß die vom Kopf der oberen Buhne unter dem Winkel von 6 ° oder der Neigung 1 : 9 zur Streichlinie gedachte Trennungslinie der Stromfäden die Mitte der unteren Buhne, soweit sie auf dem nassen Strande liegt, trifft, muß das ganze Buhnenfeld mit Wasserwalzen ausgefüllt sein und auch im ganzen Buhnenfelde Energie umgesetzt werden. Den Grenzzustand zeigt Abb. 24. Die Trennungslinie der Stromfäden ist in Abb. 24 durch eine strichpunktierte Linie und die Streichlinie der Buhnen durch eine gestrichelte Linie gekennzeichnet worden. Bezeichnet α den Winkel zwischen diesen beiden Linien, l die Buhnenlänge und $x\,l$ das als Buhnenabstand gewählte Vielfache der Buhnenlänge, so ist nach Abb. 24

$$\operatorname{tg}\alpha \approx \frac{\frac{l}{2}}{x\,l} = \frac{1}{2\,x}$$

$$x \approx \frac{1}{2\,(\operatorname{tg}\alpha)},$$

und da $\alpha \approx 6°$, also $\operatorname{tg}\alpha \approx 0{,}1$ ist, ergibt sich

$$\underline{x \approx 5.}$$

Der größte zulässige Buhnenabstand würde also durch die 5fache Buhnenlänge gegeben sein, wenn nur Strömungen auf die Buhnenfelder wirken würden. Abb. 23 zeigt die Strömungen zwischen zwei Buhnen, deren Abstand dem 6fachen Maß der Buhnenlänge entspricht. Auf diesem Bilde ist die oberstrom gelegene Buhne nicht mehr sichtbar, sie liegt unmittelbar außerhalb des linken Randes der Aufnahme. Das Ergebnis der obigen Rechnung wird durch diese Aufnahme bestätigt, der Küstenstrom tritt bei diesem Abstand in das Buhnenfeld vor der unteren Buhne ein, und die Walzen füllen nicht mehr den gesamten Raum zwischen den Buhnen aus.

Der oben errechnete Höchstwert für den zulässigen Buhnenabstand ergibt sich jedoch, wenn lediglich die Einflüsse der Strömung berücksichtigt werden. In der Natur sind außerdem andere Kräfte am Werke, deren Wirkungen noch zu untersuchen sind. Dabei wird das hier ermittelte Höchstmaß für den zulässigen Buhnenabstand eingeschränkt werden müssen.

Weitere Strömungsaufnahmen wurden von Versuchen angefertigt, bei denen die Buhnenmodelle unter einem Winkel von etwa 75 ° gegen die Strandlinie geneigt und sowohl gegen die Strömung wie auch mit der Strömung weisend eingebaut waren. Die dabei entstehenden Wasserwalzen wichen von den oben besprochenen nicht wesentlich ab. Da in der Natur die Anlage geneigter Buhnen der vorkommenden wechselnden Strömungsrichtungen wegen auch nicht in Frage kommt, soll auf diese Versuche hier nicht näher eingegangen werden.

4. Die Sandablagerungen in Buhnenfeldern infolge des Küstenstromes.

Die weiteren Versuche Nr. 27 bis 34 dienten der Beobachtung der Sandbewegungen und Sinkstoffablagerungen, die von der Küstenströmung in den Buhnenfeldern verursacht werden. Nachdem ein Strand von gleichmäßiger Neigung 1:13, wie bei früheren Versuchen, in der Rinne hergestellt worden war, geschah der Einbau der Modellbuhnen, wobei der Buhnenabstand bei dem Versuch Nr. 27 mit dem Maß der Buhnenlänge übereinstimmend gewählt und bei den folgenden Versuchen auf das 2-, 3-, 4- und 5fache Maß der Buhnenlänge gesteigert wurde.

Um eine lebhafte und deutlich sichtbare Sandbewegung zu erhalten, wurde bei diesen Versuchen eine starke Strömung erzeugt, deren Geschwindigkeit v wasserwärts von der Streichlinie der Buhnen 0,4 m/Sek. betrug. Diese Strömungsgeschwindigkeit entspricht nach den Modellmaßstäben einer Geschwindigkeit des Küstenstromes in der Natur von

$$V = 4{,}472\,v = 1{,}8 \text{ m/Sek.},$$

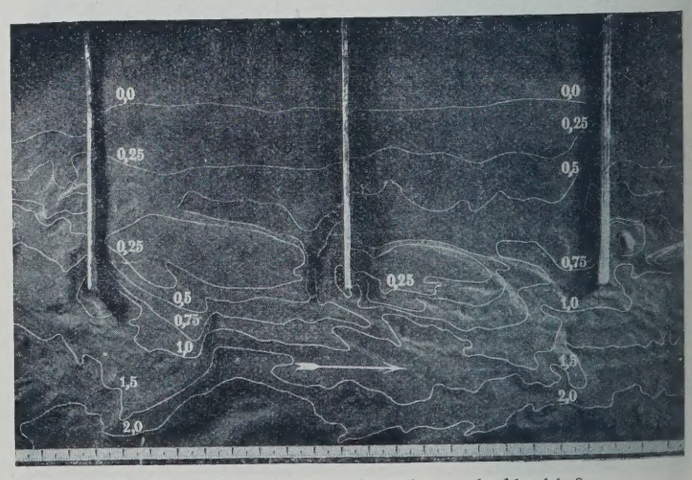


Abb. 25. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 28.

[13]) R. Winkel, Hydromechanische Energieumwandlung, „Die Bautechnik“ 1926, Heft 31, S. 454.

[14]) Dieses Ergebnis steht in Übereinstimmung mit anderen Beobachtungen bei Ablösungsvorgängen [vergl. die Fußnote [13])].

also von etwa 3,5 Seemeilen in der Stunde. Ein Küstenstrom mit dieser Geschwindigkeit kommt in der Natur nur sehr selten vor. Da aber der Sand in der Versuchsrinne nicht den Modellmaßstäben entsprechend verkleinert werden kann, so läßt sich die Wahl einer verhältnismäßig sehr großen Strömungsgeschwindigkeit in diesem Falle wohl rechtfertigen.

Während der Versuche mußte der Küstenstrom mit Sinkstoffen versehen werden, die in der Natur von den benachbarten Küstenstrecken herangeführt werden. Zu diesem Zwecke wurde fein gesiebter, trockener Sand mit Hilfe des oben bereits erwähnten schwingenden Trichters in das strömende Wasser eingestreut. Die hierzu gewählte Stelle lag bei allen Versuchen etwa 1 m oberhalb der am weitesten oberhalb gelegenen Buhne.

Jeder Versuch dauerte vier Stunden. Nach dieser Zeit wurde die Rinne jedesmal langsam entleert und ein Tiefenplan durch Auslegen von Baumwollfäden nach dem oben erwähnten Verfahren hergestellt. Den Tiefenplan des Strandes nach Beendigung des Versuches Nr. 28 zeigt Abb. 25. Als Buhnenabstand war bei diesem Versuch die 1,5fache Buhnenlänge gewählt worden. Das Ergebnis des Versuches Nr. 31, bei dem die 5fache Buhnenlänge als Abstand der Buhnen vorhanden war, wird durch den Tiefenplan der Abb. 26 veranschaulicht.

Während der Versuche konnte die Sandbewegung deutlich beobachtet und dabei festgestellt werden, daß die Ablagerungen zwischen den Buhnen auf zweifache Weise entstehen. Die feinen Sinkstoffe, die schwebend von dem Küstenstrom herangeführt werden, folgen den Oberflächenströmungen, die durch Abb. 18 bis 24 dargestellt worden sind. Sie dringen zunächst in die unterstrom gelegenen Teile der Buhnenfelder ein und lagern sich im ganzen Bereich der Wasserwalzen ab. Der Niederschlag dieser Sinkstoffe ist also der Energieumwandlung in den Buhnenfeldern zu verdanken. Auf dem Tiefenplan (Abb. 25) sind die Ablagerungen feinen Sandes fast bis zum trockenen Strande hinauf zu erkennen. Im Laufe der vierstündigen Versuche trat infolge dieser Ablagerungen eine Erhöhung des nassen Strandes ein, die stellenweise mehrere Millimeter betrug. Bei längerer Ausdehnung derartiger Versuche würde die Anreicherung des Strandes noch weitere Fortschritte machen.

Gleichzeitig gelangen, von der Strömung am Grunde fortbewegt, gröbere Sinkstoffe und Sandkörner ebenfalls in die Buhnenfelder hinein. Die Wege dieser Sandwanderung zeigen, daß die Strömung am Grunde nicht genau mit der Oberflächenströmung übereinstimmt. Vom Kopfe der oberstrom gelegenen Buhne her dringen die Stromfäden der Grundströmung in die Buhnenfelder ein und bilden landwärts von der Streichlinie durch Ablagerung des mitgeführten Sandes einen Rücken, der sich über die ganze Länge der Buhnenfelder erstreckt. Der auf diesem Wege abgelagerte Sand stammt zum Teil aus den Kolken, die unmittelbar vor den Buhnenköpfen entstehen, zum anderen Teil von den Sandmengen, die in der Nähe der Streichlinie wandern.

Wie der Tiefenplan (Abb. 26) erkennen läßt, sind bei dem Buhnenabstande von der 5fachen Buhnenlänge die Sandablagerungen nicht mehr einheitlich. Vom Kopfe der oberen Buhne her hat sich zwar wieder ein breiter Rücken aus gröberem Geschiebe in das Feld hinein geschoben, auch vor der unteren Buhne ist feiner Sand eingedrungen, dazwischen ist jedoch ein Raum vorhanden, dessen Grund von der Strömung angegriffen worden ist. Der unregelmäßige Verlauf der Tiefenlinien vor der unterstrom gelegenen Buhne landwärts der Streichlinie und die dort entstandenen Riffe lassen erkennen, daß sich der Sand an dieser Stelle in lebhafter Bewegung befunden hat und aus dem Buhnenfelde herausgeführt wurde. Bei geringeren Buhnenabständen war diese Wirkung der Strömung, die für den Bestand des Buhnenfeldes schädlich ist, nicht eingetreten.

In gleicher Weise[4] wurden Versuche durchgeführt, bei denen die Modellbuhnen unter einem Winkel von etwa 75° zur Linie des trockenen Strandes stromauf geneigt eingebaut waren. Als Ergebnis dieser Versuche konnte festgestellt werden, daß die Sandablagerungen in den Buhnenfeldern stärker und einheitlicher waren. Trotzdem kommt die Anlage derartiger Buhnen an den Küsten der See kaum in Frage, weil, wie bereits erwähnt, die Richtung der Strömungen in der Natur wechselt. Selbst wenn eine bei weitem vorherrschende Strömungsrichtung an irgend einer Küstenstrecke vorhanden sein und daher die Anlage stromauf geneigter Buhnen empfehlenswert erscheinen sollte, ist zu bedenken, daß starke Eingriffe in den Gleichgewichtszustand der Sandwanderung an anderer Stelle unangenehme Folgen haben. Auf diese Erscheinungen wird am Schluß der vorliegenden Ausführungen noch näher eingegangen werden.

5. Der zweckmäßigste Buhnenabstand mit Rücksicht auf die Gesamtwirkung der Naturkräfte.

An der See werden die Sandbewegungen nicht nur von den Strömungen, sondern auch sehr stark von den brandenden Wellen beeinflußt, wie oben bereits gezeigt wurde. Von der vollen Auswirkung der Buhnen läßt sich ein vollständiges Bild erst gewinnen, wenn die Einflüsse der Strömungen und Wellen gemeinsam untersucht werden. Bei den weiteren Versuchen Nr. 35 bis 42 wurden daher außer einem Küstenstrom, dessen Geschwindigkeit 0,16 m/Sek. betrug, Wellen von 3,4 cm Höhe erzeugt. Gleichzeitig wurden dem Küstenstrom feine Sinkstoffe durch Einstreuen von Sand zugeführt. Vor Beginn jedes einzelnen Versuches wurde der Modellstrand mit gleichmäßiger Neigung 1 : 13 hergerichtet.

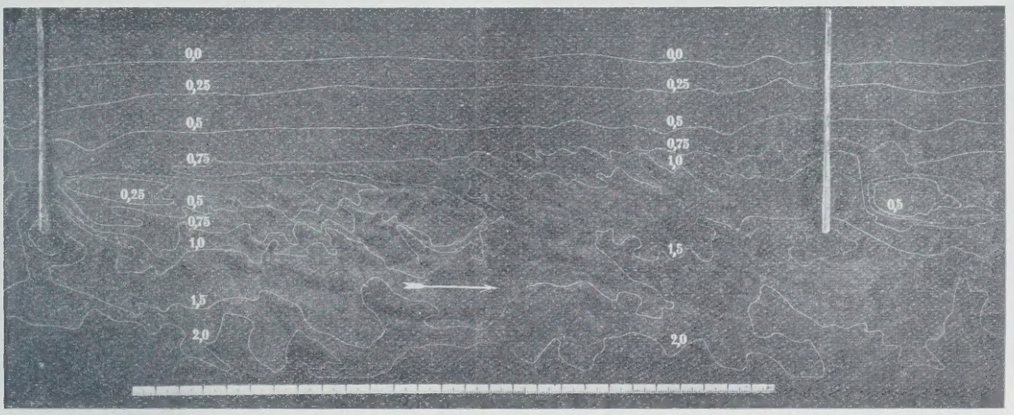


Abb. 26. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 31.

Bei dem Versuch Nr. 35 wurde die 1,5fache, bei dem Versuch Nr. 36 die 3fache Buhnenlänge als Buhnenabstand gewählt. Beide Versuche dauerten drei Stunden. Während dieser Zeit wurden 10 800 Wellen erzeugt, die lotrecht zur Strandlinie aufliefen. Als Ergebnis dieser Versuche konnte festgestellt werden, daß der vom Küstenstrom in die Buhnenfelder hineingebrachte Sand sich nicht allein im Bereiche der dort entstehenden Wasserwalzen ablagerte, sondern von den brandenden Wellen zum großen Teile weiter auf den Strand hinaufgeworfen wurde. Zwischen den einzelnen Buhnen zeigte sich außerdem die aus den früheren Versuchen bekannte Riffbildung.

Auch bei den weiteren Versuchen Nr. 38 bis 42 wurde dem Küstenstrom feiner Sand durch Einstreuen zugeführt, der Strom selbst aber so verstärkt, daß seine Geschwindigkeit wasserwärts von der Streichlinie der Buhnen 0,25 m/Sek. betrug. Nach dem Modellmaßstabe wird dadurch ein Küstenstrom in der Natur mit etwas über zwei Seemeilen in der Stunde dargestellt. Außerdem wurden bei diesen Versuchen Wellen von 3,4 cm Höhe im Modell, die einer Wellenhöhe von etwa 0,7 m in der Natur entspricht, erzeugt. Infolge Schrägstellung des Wellenerzeugers bildeten die auf den Strand laufenden Wellenkämme im Augenblick der Brandung einen Winkel von 20° mit der Strandrichtung.

Die Ergebnisse dieser Versuche werden durch die Abb. 27 bis 31 erläutert. Sie geben die Tiefenpläne des Strandes wieder, die nach der Beendigung jedes Versuches aufgenommen wurden. Auf allen diesen Abbildungen ist eine dunkle Linie in der Nähe der weißen, mit 0,0 bezeichneten Tiefenlinie erkennbar. Sie bezeichnet die Grenze des nassen Strandes vor Beginn der einzelnen Versuche.

Während der Versuche konnte beobachtet werden, daß die Strömungen in den Buhnenfeldern verwickelter werden, sobald die Wellen unter einem spitzen Winkel auf den zwischen den Buhnen liegenden Strand treffen. Wie aus den Beobachtungen und Aufnahmen der Strömungen (Abb. 18 bis 24) entnommen werden konnte, veranlaßt die Küstenströmung die Entstehung von Wasserwalzen in den Buhnenfeldern. Infolgedessen hat das Wasser unmittelbar am Strande eine Strömungsrichtung, die der Richtung des Küstenstromes entgegengesetzt ist. Durch die Grundströmungen in den Buhnenfeldern wird in unmittelbarer Nähe des trockenen

Strandes diese stromauf gerichtete Bewegung des landseitigen Teiles der Hauptwalze nicht merklich gestört. Sobald nun die Brandungswellen unter einem spitzen Winkel in das Buhnenfeld hineingelangen, werden die von jeder Welle auf den Strand geworfenen Wassermassen von der unterstrom oder leewärts zur Windrichtung gelegenen Buhne am weiteren Voreilen in der Ankunftsrichtung behindert. Sie können nicht auf parabelförmigen Bahnen seitlich zurückfluten. Dadurch entsteht ein Aufstau von Wasser in dem Winkel zwischen der unteren Buhne und dem Strande. Die angestaute Wassermenge fließt nach der Mitte des Buhnenfeldes hin ab, verstärkt also die gegen die Hauptströmung gerichtete Fließbewegung der Hauptwalze. Dagegen sind die Brandungswellen, die im mittleren Teile des Buhnenfeldes, von den Bauwerken nicht behindert, auf den Strand auflaufen, bestrebt, wie an einer freien Küstenstrecke ohne künstliche Einbauten, seitlich abwandernd zurückzufluten und eine Strömung hervorzurufen, die zu den oben erwähnten entgegengesetzt gerichtet ist. Auch diese Strömungsart wird von der unteren Buhne in ihrer vollen Auswirkung behindert.

Je nach den gewählten Buhnenabständen treten die einzelnen Strömungen mit verschiedener Stärke auf und üben daher auch verschiedenartige Gesamtwirkungen aus. Bei der Betrachtung der Versuchsergebnisse, die durch die Tiefenpläne (Abb. 27 bis 31) erläutert werden,

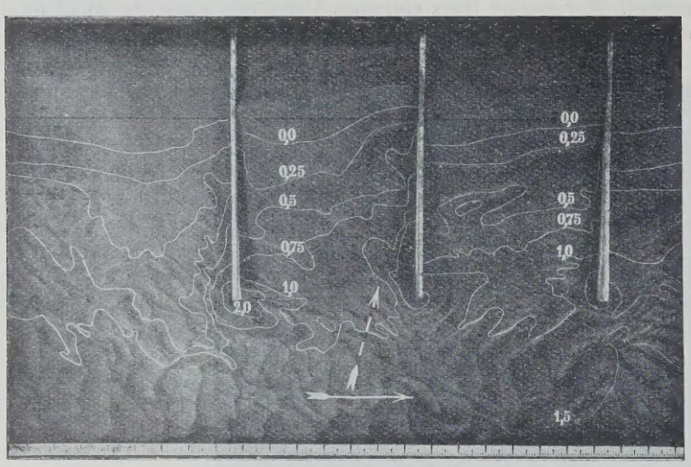


Abb. 27. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 38.

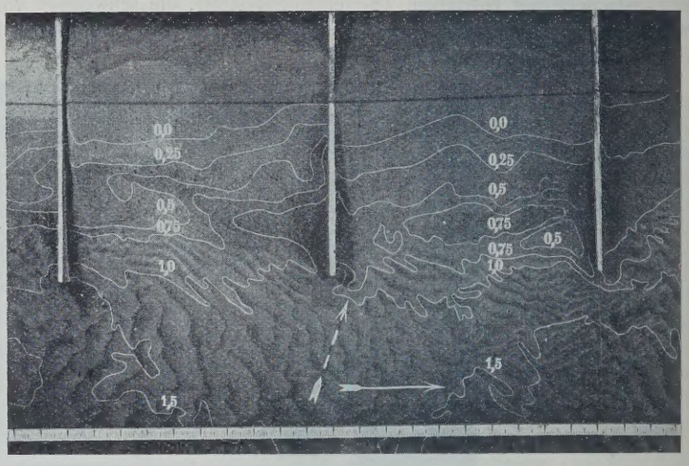


Abb. 28. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 39.

ist die ungleiche Auswirkung der Strömungen an der Art der Sandablagerungen deutlich erkennbar. Abb. 27 zeigt den Zustand des Strandes nach der Beendigung des Versuches Nr. 38, bei dem der Buhnenabstand mit der Buhnenlänge übereinstimmte. Bei diesem geringen Buhnenabstande bildet der Küstenstrom in den Buhnenfeldern sehr einheitliche Walzen aus, und die am Strande gegen die Hauptstromrichtung laufenden Nehrströme werden noch durch den Aufstau der Wassermengen, die von der Brandung in die Winkel zwischen dem Strande und den Buhnen geworfen und ebenfalls nach oberstrom abgelenkt werden, bedeutend verstärkt. Die Folgen dieses starken Nehrstromes zeigen sich in dem Verlaufe der Tiefenlinien. Sandablagerungen sind in erster Linie in den oberstrom gelegenen Teilen der Buhnenfelder erfolgt, hier sind die Tiefenlinien wasserwärts vorgerückt. Dagegen hat der Bestand des Strandes vor den unteren Buhnen im zweiten Felde nur wenig zugenommen, im ersten Felde sogar abgenommen, wie aus dem Zurückweichen der Schichtlinie 0,0 hinter die entsprechende Tiefenlinie (dunkle Linie in Abb. 27), die vor dem Beginn des Versuches vorhanden war, zu erkennen ist. Auch aus dem Tiefenplan (Abb. 28), der nach Abschluß des Versuches Nr. 39 aufgenommen wurde, ist diese überwiegende Wirkung der beiden gleichlaufenden Strömungsarten noch zu bemerken. Bei diesem Buhnenabstande von der 1,5fachen Buhnenlänge finden sich ebenfalls die größeren Mengen abgelagerten Sandes in der Nähe der oberen Buhnen.

Bei weiteren Buhnenabständen von der 2fachen oder 3fachen Buhnenlänge verliert die am Strande entlangstreichende Nehrströmung ihren überwiegenden Einfluß, wie aus den Tiefenplänen der entsprechenden Versuche (Abb. 29 u. 30) hervorgeht. Während dieser Versuche konnte keine seitliche Bewegung des auf den Strand hinaufgeworfenen Wassers festgestellt werden, die wandernden Sinkstoffe und Sandkörner wurden den Buhnenfeldern ziemlich gleichmäßig zugeführt und abgelagert.

Ein weiterer Versuch, bei dem etwa die 5fache Buhnenlänge als Abstand gewählt wurde, zeigte eine andere Bewegung des Sandes. Die schräg auflaufenden Brandungswellen strömten wie an einem Strande ohne Buhnen in parabelförmigen Bahnen seitlich abwandernd zurück und riefen dadurch eine mit der Küstenströmung gleichgerichtete Bewegung des Wassers am Ufer hervor. Daraus erklärt sich die im Tiefenplan (Abb. 31) erkennbare starke Verfrachtung des Sandes nach der unteren Buhne hin. Die Energie umwandelnden Wasserwalzen sind unter dem stärkeren Einfluß der strandversetzenden Brandung nicht mehr zur Wirkung gekommen. Für den Bestand des Buhnenfeldes muß diese Abwanderung des Sandes schädliche Folgen haben.

Als Ergebnis dieser Versuche darf zusammenfassend gesagt werden, daß das Maß des größten zulässigen Buhnenabstandes, das auf Grund der Wirkung des Küstenstromes allein als 5fache Buhnenlänge festgestellt worden war, nicht aufrecht erhalten werden kann, da die gleichzeitig auftretende Brandung teilweise entgegengesetzte Wirkungen ausübt. Als zweckmäßige Buhnenabstände können nach den obigen Ausführungen die 2- bis 3fachen Maße der Buhnenlänge gelten, geringere Abstände scheinen nicht erforderlich, größere Abstände dagegen nicht zulässig zu sein.

Allerdings können diese Angaben nicht als überall gültige Regeln betrachtet werden. Wie aus der obigen Beschreibung der Versuche Nr. 38 bis 42 geschlossen werden kann, müssen die Wirkungen der gleichzeitig auftretenden Kräfte je nach dem Stärkeverhältnis der Einzelkräfte verschieden ausfallen. Kommen an einer Küstenstrecke besonders starke Strömungen und nur geringe Brandungswellen vor, so ist damit eine verhältnismäßig kräftige Nehrströmung in den Buhnenfeldern verbunden. In diesem Falle dürfen die Buhnenabstände größer gewählt werden als an Küsten mit verhältnismäßig hoher Brandung. Ferner dürfen an Küstenstrecken, die durch eine sehr starke Sandwanderung ausgezeichnet sind, weite Buhnenabstände gewählt werden, da in diesem Falle eine geringere Wirkung der Bauwerke schon genügt, den Strand in dem gewünschten Maße zu verbreitern.

Bei dem Entwurf neuer Buhnenbauten müssen die Buhnenabstände so gewählt werden, daß die hier als zweckmäßig ermittelten Verhältnisse zwischen der Länge und dem Abstande auf die Soll-Längen der Buhnen bezogen werden, damit die Brandung auch nach Erzielung der gewünschten Strandverbreiterung keine schädlichen Wirkungen für den Bestand des zwischen den Buhnen liegenden Strandes ausüben kann.

Durch Beobachtungen an ausgeführten Buhnengruppen konnten die bei den Versuchen festgestellten Strömungserscheinungen nachgeprüft und übereinstimmend gefunden werden. An der Küste des Samlandes sind an verschiedenen Stellen Buhnen erbaut worden, deren Abstände, bezogen auf die jetzt vorhandenen Längen der Buhnen auf dem nassen Strande, stark wechseln. Zum Beispiel entsprechen die Abstände der Buhnen bei Georgenswalde zurzeit dem 1,3fachen, der Abstand von zwei Buhnen bei Rauschen etwa dem 4fachen, die Buhnenabstände bei Cranz dem 3- bis 6fachen Maß der Buhnenlänge. An mehreren Beobachtungstagen herrschte ein Küstenstrom in west-östlicher Richtung, dessen Geschwindigkeit auf etwa 1 m/Sek. oder etwa 2 Sm/Std. geschätzt wurde. Der herrschenden Brandung wegen war die Ausführung von Geschwindigkeitsmessungen nicht möglich. Die Höhe der Wellen betrug etwa 1 m, die Wellenkämme waren in der Brandungszone um etwa 18° gegen die Strandlinie geneigt gerichtet. Zwischen allen Buhnen, deren Abstand weniger als etwa die 3,5fache Buhnenlänge beträgt, konnte keine nach Lee gerichtete Strömung unmittelbar am Strande entlang festgestellt werden; bei weiteren Abständen dagegen wurden beobachtete Schwimmer nach der unterstrom gelegenen östlichen Buhne abgetrieben. Die sehr günstigen Wirkungen der Buhnen bei Cranz, die zu einer so starken Verbreiterung des trockenen Strandes geführt haben, daß zurzeit teilweise der Buhnenabstand der 5- bis 6fachen Buhnenlänge entspricht, dürften auf die dort besonders stark auftretende Sandwanderung zurückzuführen sein.

Aus den Ergebnissen der Versuche Nr. 35 bis 42 war ferner zu ersehen, daß reichliche Ablagerungen von Sand vor der am weitesten oberstrom oder luvseitig liegenden Buhne eingetreten sind. Hier ist bei

allen wiedergegebenen Tiefenplänen die mit 0,0 bezeichnete Schichtlinie gegen die schwarz eingetragene Null-Linie, die vor Beginn jedes der Versuche vorhanden war, wasserseitig vorgerückt. Auch die tieferen Schichtlinien zeigen einen Verlauf, der die Ablagerungen des Sandes erkennen läßt. Diese Erscheinung ist auch aus Beobachtungen an ausgeführten Werken bekannt und darauf zurückzuführen, daß die unmittelbar am Strande entlang von der schräg auflaufenden Brandung verfrachteten Sandmengen durch diese Buhne zunächst aufgehalten werden. Bei dem Bau neuer Buhnengruppen ist es daher zweckmäßig, die zur vorherrschenden Strömungsrichtung am weitesten stromab geplanten Buhnen zuerst zu errichten und in späteren Bauabschnitten die Gruppe stromauf oder luvwärts zur vorherrschenden Windrichtung zu erweitern.

Eine Abweichung der Versuchsergebnisse von den natürlichen Verhältnissen ergibt sich auf Grund der ungleichen Beschaffenheit der Modellbuhnen und der in der Natur ausgeführten Bauwerke. Wie schon bei der Beschreibung der verwendeten Buhnenmodelle erwähnt wurde, sind die Modellbuhnen völlig wasserundurchlässig, da sie aus Beton gefertigt worden sind. Die natürlichen Vorbilder dagegen lassen strömendes Wasser bis zu einem gewissen Grade durch. Bei den Versuchen wurden die auf die Buhnen treffenden Strömungen abgelenkt und mußten an ihnen entlangstreichen. Infolgedessen haben sich die auf den Tiefenplänen (Abb. 27 bis 31) fast überall erkennbaren vertieften Rinnen unmittelbar neben den Buhnenkörpern gebildet. In der Natur werden die Strömungen von den durchlässigen Buhnenkörpern nicht scharf umgelenkt, sondern in ihrer Geschwindigkeit gehemmt und zum Ablagern des mitgeführten Sandes veranlaßt. Daher zeigen sich in der Natur an den Buhnenkörpern entlang meistens starke Sandablagerungen, die auf die weitere Versandung der Buhnenfelder in günstigem Sinne einwirken.

6. Der leeseitige Abschluß einer Buhnengruppe.

Bei vielen der durchgeführten Versuche konnte beobachtet werden, daß sich der Strand, der sich leeseitig zur angenommenen Windrichtung

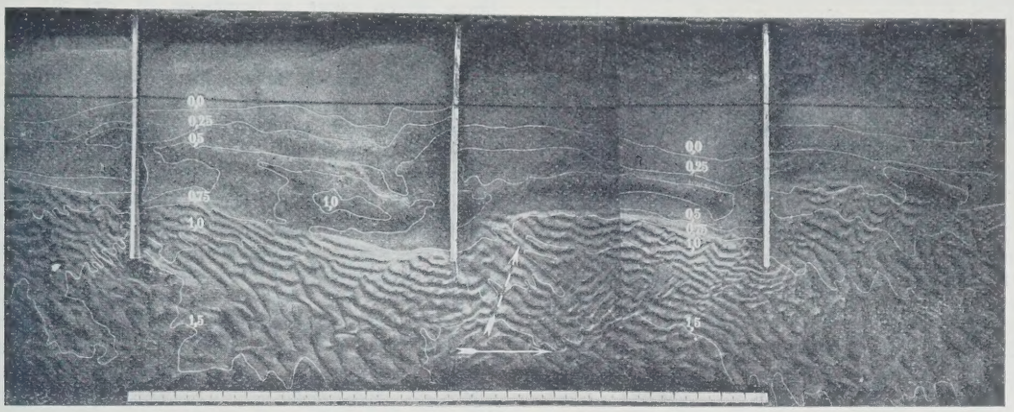


Abb. 29. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 40.

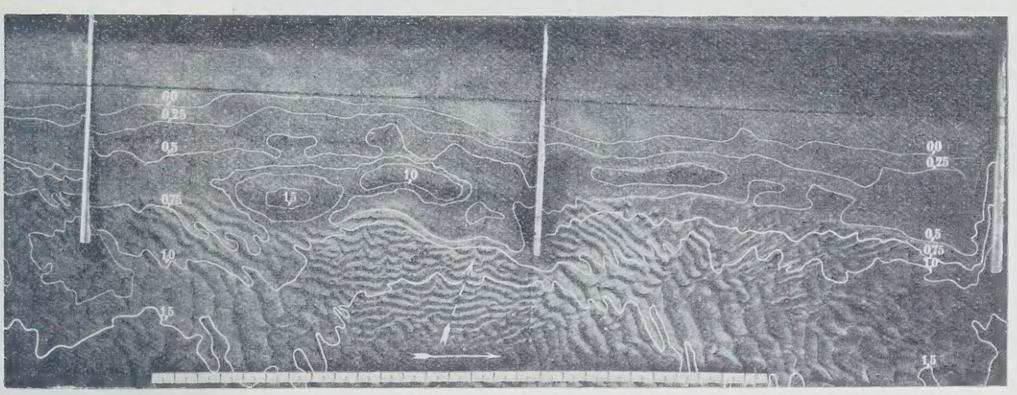


Abb. 30. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 41.

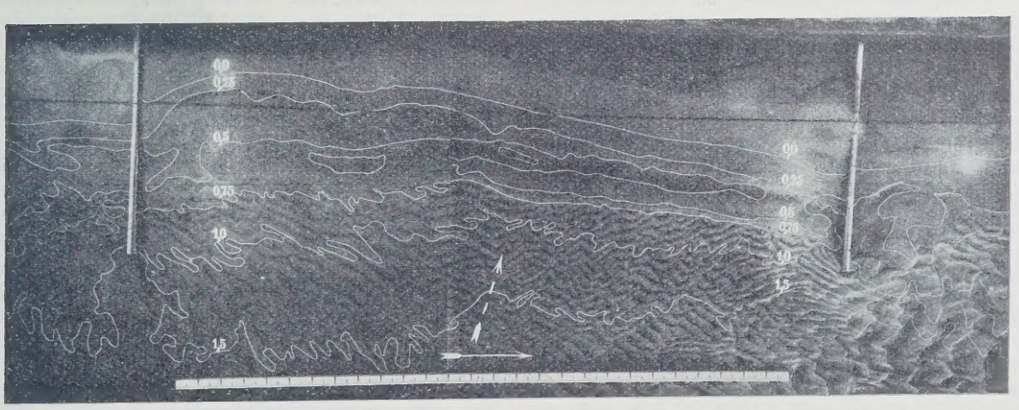


Abb. 31. Tiefenplan des Strandes nach Abschluß des Versuches Nr. 42.

oder unterstrom zur herrschenden Strömungsrichtung an eine Buhnengruppe anschließt, im Abbruch befand und landwärts zurückwich. Derartige Uferabbrüche zeigen sich auch in der Natur an der Leeseite vorhandener Buhnengruppen.

Östlich der im Jahre 1926 erbauten Buhnen bei Georgenswalde an der Küste des Samlandes macht sich zum Beispiel zurzeit ein besonders starker Abbruch der Steilküste bemerkbar. Der Rückgang des trockenen Strandes belief sich an dieser Stelle im Laufe eines Jahres auf etwa 15 m. Gleichzeitig wurde am Strande zwischen Georgenswalde und dem weiter östlich gelegenen Rauschen eine in die See vorspringende Sandmasse beobachtet, die allmählich nach Osten abwanderte. Der Ursprung dieser Sandmengen ist mit großer Wahrscheinlichkeit auf die genannten Abbrüche zurückzuführen. Auch östlich der Buhnengruppe bei Cranz ist der trockene Strand so weit zurückgegangen, daß der Fuß der Vordüne bereits an-

gegriffen wird und alter Waldboden mit Wurzeln und Stubben auf dem nassen Strande zutage tritt. Weitere Beispiele könnten in großer Zahl genannt werden.[15]) Nur durch kostspielige Erweiterungen der vorhandenen Buhnengruppen kann diesen Landverlusten Einhalt geboten werden, jedoch nur unter Preisgabe des dann wieder leewärts von den erweiterten Buhnengruppen liegenden Strandes.

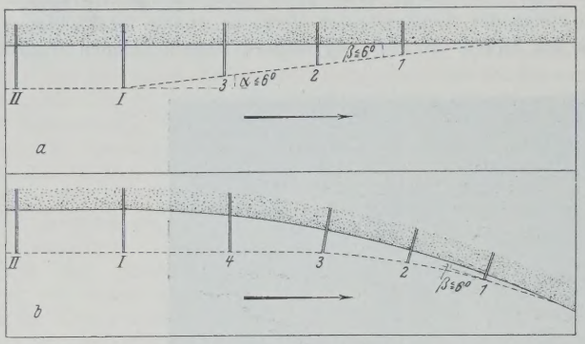


Abb. 32a u. b. Leeseitige Abschlüsse von Buhnengruppen.

Die Ursachen dieser sehr unerwünschten Uferabbrüche sind in der Unterbrechung der Sandwanderung durch die Buhnen, also in der Störung des Gleichgewichtszustandes an der betreffenden Küstenstrecke zu erblicken. Leewärts der Buhnengruppe ruft die schräg auf den Strand auflaufende Brandung eine Sandverfrachtung hervor, ohne die bewegten Mengen von der Luvseite her ersetzen zu können. Die unterbrochene Sandwanderung beginnt hier also von neuem. Der Küstenstrom kann der gefährdeten Strandstrecke auch keine Sandmengen zuführen, da er erst in größerer Entfernung wieder an den Strand herantritt. Außerdem hat der Küstenstrom einen Teil der mitgeführten Sinkstoffe in den Buhnenfeldern vorher abgelagert, ist also sinkstoffärmer geworden.

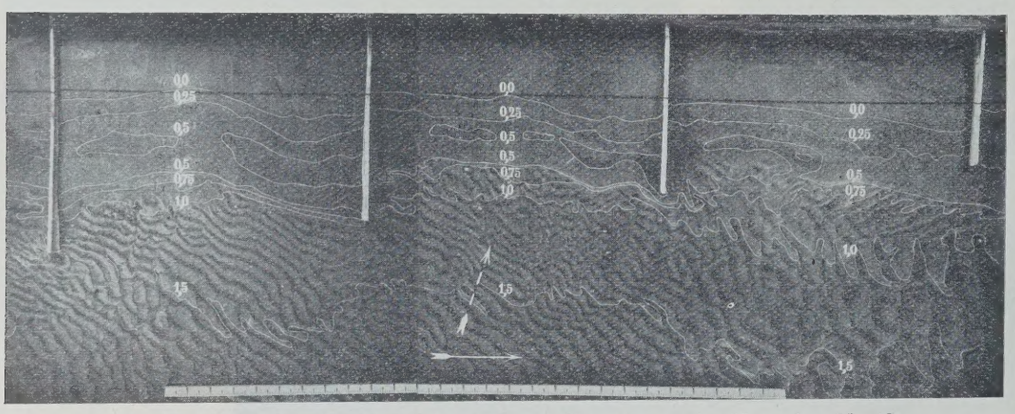


Abb. 33. Tiefenplan des Modellstrandes nach Beendigung des Versuches Nr. 43.

Aus den Strömungsaufnahmen der Versuche Nr. 16 bis 26 (Abb. 18 bis 23) wurde erkannt, daß sich die Stromfäden des fließenden Wassers nur um einen Winkel von 6° ablenken lassen, wenn keine Verluste an Strömungsenergie eintreten sollen. Auf Grund dieser Erkenntnis kann versucht werden, die Uferabbrüche leeseitig einer Buhnengruppe zu verhindern. Wird die Streichlinie der Buhnen unter einem Winkel $\leqq 6°$ oder unter einer Ablenkung von etwa 1 : 9 durch Abschluß der Buhnengruppe mit kürzer werdenden Buhnen an den anschließenden Strand herangeführt, so wird der Küstenstrom dieser sanften Ablenkung folgen, ohne an Strömungsenergie und Schleppkraft einzubüßen. Sobald sich dann die Buhnen ausgewirkt und einen Strand, dessen Breite ihrem Abstande entspricht, geschaffen haben, muß dem anschließenden ungeschützten Strande ebensoviel Sand zugeführt werden, wie an der betreffenden Küstenstrecke bewegt wird. Aber auch schon vor der vollen Auswirkung der Buhnen wird der Küstenstrom in diesem Falle so große Sand- und Sinkstoffmengen an den Buhnen vorbeiführen, daß sich etwa eintretende Uferabbrüche in mäßigen und erträglichen Grenzen halten.

Eine Lösung nach der vorgeschlagenen Art zeigt Abb. 32a für einen geraden Strand, Abb. 32b für eine in Lee an die Buhnengruppe anschließende gekrümmte Strandstrecke. In beiden Abbildungen ist die Streichlinie durch einen gestrichelten Linienzug dargestellt worden. Die Buhnen I und II sind die am weitesten leeseitig gelegenen der ursprünglich geplanten Gruppe. Als leeseitiger Abschluß kommen die Buhnen 1 bis 4 hinzu, deren Länge so bemessen ist, daß die Strömung unter den Winkeln α und β abgelenkt wird. Beide Winkel dürfen nicht größer als etwa 6° sein.

Modellversuche haben die günstige Wirkung eines derartigen Abschlusses der Buhnengruppe bestätigt, wie aus dem Tiefenplan des Strandes (Abb. 33), der nach Beendigung des Versuches Nr. 43 aufgenommen wurde, ersichtlich ist. Während des dreistündigen Versuches wurden Wellen von 3,4 cm Höhe erzeugt, deren Fortschrittsrichtung in Abb. 33 durch einen gestrichelten Pfeil kenntlich gemacht worden ist. Außerdem wurde eine Küstenströmung dargestellt, deren Geschwindigkeit wasserwärts von der Streichlinie der Buhnen 0,25 m/Sek. betrug. In der oben mehrfach erwähnten Weise wurde dem strömenden Wasser feiner Sand durch Einstreuen zugeführt. Die in Abb. 33 am weitesten links sichtbare Buhne ist die letzte leewärts liegende von einer Gruppe gleich langer Buhnen. Die weiteren drei Buhnen sind so lang bemessen, daß die Streichlinie unter 1 : 9 an den Strand herangeführt wird. Im Laufe des Versuches ist nirgends ein nennenswerter Verlust an Strandbreite eingetreten, auch leewärts von der letzten kurzen Buhne ist die Linie des trockenen Strandes nicht zurückgegangen.

Mehrkosten werden bei der Ausführung derartiger Abschlüsse einer Buhnengruppe nicht entstehen, da bereits bei den am weitesten leewärts liegenden Buhnen einer geplanten Gruppe mit der Einschränkung der Buhnenlänge begonnen werden kann.

Kurze Zusammenfassung der für den Buhnenbau wichtigen Ergebnisse.

Auf Grund der durchgeführten Versuche konnte ein Bild von der Wirkungsweise der einzelnen Naturkräfte, die an den Meeresküsten Sandbewegungen verursachen, gewonnen werden. Weitere Modellversuche erbrachten bestimmte Erkenntnisse über die Einflüsse der einzelnen Naturkräfte und über ihre Gesamtwirkung auf Buhnenbauten.

Durch die Versuche konnte der Einfluß des gewählten Buhnenabstandes auf die Verlandung der Buhnenfelder geklärt werden. In den letzten Jahren sind bei ausgeführten Bauwerken dieser Art im allgemeinen sehr geringe Abstände von der 1- bis 1,5 fachen Buhnenlänge für notwendig erachtet worden. Die Versuche führen demgegenüber zu dem Ergebnis, daß die gegenseitigen Abstände dem 2- bis 3 fachen Maß der Soll-Länge der Buhnen entsprechen dürfen. Danach könnte also der Bau jeder zweiten Buhne unterbleiben und eine Küstenstrecke von etwa der doppelten Länge mit dem gleichen Kostenaufwande geschützt werden. Vom Hafenbauamt in Pillau wird zurzeit aus Gründen der Kostenersparnis von den Buhnen, die vor dem Orte Georgenswalde geplant sind, nur jede zweite Buhne ausgeführt. Die Abstände betragen hier 160 m bei rd. 60 m Soll-Länge. Sollten diese Buhnen den gewünschten Erfolg in den nächsten Jahren bringen, so wäre damit eine Bestätigung der aus den oben geschilderten Versuchen gezogenen Folgerungen zu erblicken.

Auf Grund der Beobachtungen während der Versuche wurde ferner eine Lösung für den leeseitigen Abschluß von Buhnengruppen vorgeschlagen. Voraussichtlich können die unerwünschten Landverluste und Uferabbrüche, die an der Leeseite einer Buhnengruppe fast immer eintreten, durch die vorgeschlagene Führung der Küstenströmung vermieden oder wenigstens wesentlich gemildert werden.

[15]) Heiser, Über die zweckmäßigste Anordnung der äußeren Hafendämme von Seehäfen an sandiger Küste usw., Z. f. Bauw. 1920, S. 677.

INHALT: Fortschritte in der Ausführung neuzeitlicher Holzkonstruktionen. — Die neuen Schleusen des Mittellandkanals bei Hannover. — Modellversuche über die Wirkungen der Strömungen und Brandungswellen auf einen sandigen Meeresstrand und die zweckmäßige Anlage von Strandbuhnen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 15. Juni 1928 Heft 26

Bücherschau.

Abhandlungen aus dem Gebiete der Technischen Mechanik. Von Dr.-Ing. Otto Mohr. 3. erweiterte Auflage, zur Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden herausgegeben von Prof. Dr.-Ing. K. Beyer in Dresden und Prof. H. Spangenberg in München. XV u. 622 S. mit 528 Textabbild. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis in Leinen geb. 33 R.-M.

Die bereits in der „Bautechnik" 1928, Heft 20, S. 272, angekündigte neue Ausgabe der bekannten Sammlung von Arbeiten des am 30. Oktober 1918 im 83. Lebensjahre verstorbenen Altmeisters der Statik Christian Otto Mohr ist nunmehr erschienen. Richtlinie für die Herausgabe der 3. Auflage war, die klassischen Arbeiten Mohrs unverändert der Nachwelt zu erhalten. Deshalb haben bei den bisherigen einzelnen Abhandlungen die Bearbeiter sich im wesentlichen darauf beschränkt, am Schlusse jedesmal ergänzende Angaben über die neuere Literatur hinzuzufügen, die einmal deutlich zeigen, wie lebendig heute noch der Einfluß der Mohrschen Forschungsergebnisse auf den Fortschritt der Technischen Mechanik ist, die aber ferner auch wertvolle Anhaltspunkte für das weitere Studium bieten.

Zu der grundlegenden Abhandlung V: „Welche Umstände bedingen die Elastizitätsgrenze und den Bruch eines Materials?" hat Prof. Dr.-Ing. Beyer einen größeren Zusatz geschrieben, der zusammen mit dem Literaturverzeichnis einen klaren Überblick über die zahlreichen neueren theoretischen Arbeiten und die Versuchsergebnisse zu dieser wichtigen Frage gibt und die heutige Auffassung über die Bedeutung der Mohrschen Bruchhypothese kennzeichnet.

Das Wichtigste bei der neuen Auflage aber ist die Neuaufnahme (unter XIIa und XIIIa) zweier erst nach dem Erscheinen der 2. Auflage (1914) geschriebenen bedeutsamen Abhandlungen Mohrs, nämlich der „Theorie des statisch unbestimmten Fachwerks" und eines „Beitrages zur Berechnung der Rahmenträger". Die Abhandlung XIIa (s. Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 285) enthält eine Zusammenfassung der wichtigsten, für die Theorie und Berechnung des ebenen Fachwerks notwendigen Gesichtspunkte und entwickelt diese weiter für die Berechnung statisch unbestimmter Balken, Bogen und Rahmen. Die Abhandlung XIIIa (s. Zentralbl. d. Bauverw. 1915, S. 169) erörtert den geschlossenen Rahmen mit Hilfe von Drehungs- und Dehnungsgewichten, für deren Beziehungen zu den Formänderungen des Rahmens eine kurze Begründung gegeben ist.

Die erweiterte Ausgabe der Mohrschen Arbeiten ist zur Jahrhundertfeier der Technischen Hochschule Dresden herausgekommen, an der Mohr bekanntlich viele Jahre lang vorbildlich als Lehrer gewirkt und zu deren Ruhme er nicht zum wenigsten beigetragen hat. Die Abhandlungen geben ein treffliches Bild von der hohen, wissenschaftlichen Bedeutung ihres Verfassers, und die Literaturverzeichnisse legen Zeugnis ab von seinem tiefen Einfluß auf die Technische Mechanik, die durch ihn in reichem Maße gefördert worden ist. Die Sammlung ist auch in der neuen Auflage zwar nicht ein Lehrbuch im engeren Sinne, wohl aber eine Quelle der Belehrung und Anregung für alle Wissenschaftler und Ingenieure, die sich in die Forschungen des Altmeisters versenken wollen.

Das Studium des vom Verlage wiederum vorzüglich ausgestatteten Werkes ist allen Fachgenossen auf das wärmste zu empfehlen. Ls.

Bemessungstafeln für Eisenbetonkonstruktionen. Von Paul Göldel. Berlin 1927. 231 S. Verlag von Julius Springer. Preis 22 R.-M.

Das sehr ausführliche Tabellenwerk gibt die Momente an für Rechteckquerschnitte und Plattenbalken für Eisenspannungen $\sigma_e = 1500$, 1200, 1250 und 1000 kg/cm². Die Nutzhöhen der vollen Rechteckquerschnitte reichen von $h = 4{,}5$ bis 150 cm, die der Plattenbalken von 19 bis 150 cm bei Plattenstärken von 8 bis 20 cm. Da bei Plattenbalken auch für den vollen Steg M und f_e gegeben sind, kann man auf einfache Weise die Spannungen im Steg berücksichtigen. Sehr einfach und übersichtlich ist die Berechnung der Zusatzbewehrung für doppelt bewehrte Querschnitte, die auf reine Biegung beansprucht sind (Tafel 101). Die Tafeln 102 und 103 enthalten für Rechteckquerschnitte die bekannten Festwerte zur Bestimmung von x, z, h und F_e aus dem Moment M. Am Schlusse finden sich Tafeln für quadratische Stützen mit mittiger Last, wobei die Längsbewehrung an der unteren Grenze bleibt. Knickgefahr ist berücksichtigt.

Für die Neubearbeitung möchte ich folgendes anregen: Es ist erwünscht, daß in den Zahlentafeln keine Angaben erscheinen, die nach den Deutschen Eisenbetonbestimmungen 1925 unzulässig sind. Nach A § 19, Tafel IV dürfen Platten unter 20 cm Stärke höchstens bis mit $\sigma_b = 60$ kg/cm² beansprucht werden. Die Angaben der Tafeln 1 und 2 reichen darüber hinaus bis zu $\sigma_b = 70$ kg/cm², was baupolizeilich nicht zulässig ist. Ebenso ist bei Plattenbalken $\sigma_b = 60$ kg/cm² obere Grenze, während die Tafeln auch hier auf Zuwachs bis $\sigma_b = 70$ kg/cm² gebaut sind.

Die mit großem Fleiß aufgestellten Tafeln sind außerordentlich klar und durchsichtig gestaltet und erleichtern dem Entwurfsingenieur oft wiederkehrende Bemessungsrechnungen. Das Buch kann warm empfohlen werden. Prof. B. Löser, Dresden.

„Hütte", Des Ingenieurs Taschenbuch. Herausgegeben vom Akademischen Verein Hütte E. V. in Berlin. 25. neubearbeitete Auflage. III. Band. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis in Leinen geb. 15,60 R.-M., in Leder geb. 18,60 R.-M.

Der hauptsächlich das Bauingenieurwesen behandelnde dritte Band der „Hütte" ist nunmehr in der 25. Auflage erschienen. Er ist in 18 folgende Hauptabschnitte gegliedert: 1. Statik der Baukonstruktionen, 2. Grundbau, 3. Erd- und Tunnelbau, 4. Eisenbetonbau, 5. Hochbau, 6. Heizung und Lüftung, 7. Fabrikanlagen, 8. Garagenbau, 9. Baumaschinen, 10. Wasserbau, 11. Wasserkraftanlagen, 12. Talsperren, 13. Straßenbau, 14. Städtebau, 15. Wasserversorgung, 16. Städteentwässerung, 17. Eisenbahnwesen, 18. Brückenbau. Neu sind die Abschnitte über Erd- und Tunnelbau und über Garagenbau. Der Abschnitt über das Eisenbahnwesen ist durch die Kapitel über Sicherungsanlagen, elektrische Vollbahnen, Öllokomotiven und über Eisenbahnwerkstätten ergänzt worden. Auch alle anderen Abschnitte sind neubearbeitet und vervollständigt worden. Der Abschnitt über Brückenbau ist in der vorliegenden Auflage nach dem Tode von Prof. Hiorth von dem leider im November 1927 verstorbenen Prof. Dr.-Ing. Schachenmeier bearbeitet worden.

Der III. Band ist in der neuen Bearbeitung der 25. Auflage ein erschöpfendes, überaus wertvolles und für jeden Bauingenieur unentbehrliches Handbuch. Es sollte in seiner neuen Gestalt auf keinem Arbeitstisch der Bauingenieure fehlen. Dem Akademischen Verein „Hütte" und dem Verlage gebührt der Dank und die Anerkennung der Bauingenieure für die ausgezeichnete Zusammenfassung und klare Darstellung ihrer verschiedenen Wissenszweige in einem so handlichen und übersichtlichen Taschenbuche, wie es der vorliegende III. Band ist. Schaper.

Klinger, Die Stockwerks-Warmwasserheizung. Herausgegeben von P. Pakusa und J. Ritter. 6. Auflage. 112 S. mit 38 Abbild. im Text und 9 Zahlentafeln. Halle/Saale 1927. Verlag von Carl Marhold. Preis geb. 4,20 R.-M.

Der Höhenunterschied zwischen der Mitte des Kessels und der Mitte des untersten Heizkörpers ist für die normale Wasserheizung von ausschlaggebender Bedeutung. Dieser Höhenunterschied ist aber bei der Stockwerks-Warmwasserheizung nur sehr gering oder fehlt vielfach auch ganz. Der Kessel steht nämlich in demselben Stockwerk wie die Heizkörper, woraus auch der besondere Name für diese Art von Wasserheizungen erhellt. Aus dieser Eigenschaft der Stockwerks-Warmwasserheizung ergibt sich, daß sie in vielen Punkten von der normalen Warmwasserheizung abweichen muß, insbesondere ist bei ihr die Berechnung der Rohrleitung recht schwierig, weshalb auch in diesem Buche von den 112 Seiten allein 61 auf die Berechnung der Rohrleitung entfallen. Aber diese kleinsten der Zentralheizungen müssen nicht nur besonders sorgfältig berechnet, sondern auch ihrer Eigenart entsprechend ausgeführt werden, wenn die gewünschte Wirkung mit Sicherheit eintreten soll. Ein besonderer Leitfaden für die Berechnung und Ausführung dieser Anlagen ist daher durchaus am Platze.

In dem vorliegenden Buche folgt auf eine ausführliche Berechnung der Rohrleitung, deren Art etwa der von Recknagel ähnelt, die Berechnung von Kessel und Schornstein, sodann die der Heizkörper und endlich die Berechnung des Ausdehnungsgefäßes und der Sicherheitsleitungen. Darauf werden die verschiedenen für Stockwerksheizung in Frage kommenden Kesselarten besprochen, insbesondere die Zimmerkessel, ferner die Einzelheiten der Rohrmontage, das Ausdehnungsgefäß und endlich die Heizkörper mit Zubehör, insbesondere die sogenannten Leichtradiatoren. Bei der Rohrleitung wird auch der Fall besprochen, daß die Rückleitung an die Decke verlegt wird, eine Ausführungsart, die zuerst Hübner, Kiel, angewendet hat. Endlich folgen Betrachtungen über Öl, Gas und Elektrizität als Betriebsstoff.

Man darf zweifelhaft sein, ob ein solches Buch in sich vollkommen abgeschlossen sein oder ob es das in den Lehrbüchern der Heizungstechnik Enthaltene als bekannt voraussetzen soll. Die Herausgeber haben den ersten Weg eingeschlagen, so daß hier ein selbständiges Werk vorliegt. Seine Abfassung ist aber gut, was schon daraus hervorgeht, daß die beiden Herausgeber bewährte Fachleute sind und das Buch bereits in sechster Auflage erscheint. Die Anschaffung ist durchaus zu empfehlen, selbstverständlich kommt es aber nur für Heizungs-Ingenieure in Frage. Für eine spätere Auflage sollte folgendes Beachtung finden:

Die Kesselberechnung auf S. 72 ist nicht empfehlenswert, da die betreffende Formel nur den Wärmeübergang durch Leitung, nicht aber den durch Strahlung erfaßt. Gerade bei Schüttkesseln aber ist der Wärmeübergang durch Strahlung nicht zu vernachlässigen. Die betreffende Formel ergibt denn auch Wärmeleistungen von nur 7000 bis 8000 WE, während eine Leistung von 15 000 WE durchaus angemessen ist. Nach mehrjährigen Erfahrungen an der eigenen Anlage empfehle ich den letzteren Wert. Der geringe Wassergehalt von Anlagen mit Zimmerkesseln und Leichtradiatoren ist zwar ein Vorteil, aber nur bis zu einem gewissen Grade, da auch umgekehrt nunmehr die Anlage schnell abkühlt, so daß

mitunter auch Einfriergefahr vorhanden ist. Der Ausdruck „Bauhöhe" der Tabelle 9 ist veraltet. Die Ansicht der Herausgeber, daß im Innern der Schornsteine ein Verputz wünschenswert sei, ist irrig; ein solcher Putz ist vielmehr zu verwerfen. Infolge der Erwärmung und Abkühlung des Schornsteines muß er früher oder später abbröckeln, so daß dann die Reibung im Innern des Schornsteines größer wird, und weiter wird der Putz durch die Fegekugel des Schornsteinfegers doch bald abgeschlagen werden. Der Schornstein soll daher im Innern nur verfugt werden. Die Berechnung der Schornsteine nach Redtenbacher liefert zutreffende Werte, nur darf man für W auf S. 74 nicht den Wärmeverlust bei $-20°$ einsetzen; alsdann werden nämlich solche Schornsteine meist viel zu groß. Empfehlenswerter ist als Wärmemenge diejenige bei der mittleren Wintertemperatur einzusetzen, der Sicherheit wegen vielleicht 5° tiefer. Ob die Gaswerke gerade die Heizungsanlagen mit Vorteil in ihren Bereich ziehen würden, erscheint zweifelhaft, weil nämlich dann die gesamte Erzeugung und Verteilung für die Spitzenleistung im Winter eingerichtet werden müßte, aber einen großen Teil des Jahres hindurch unbenutzt bleiben würde. Endlich müßte bei einer Neuauflage ein Sachverzeichnis und eine Liste der neun Tabellen eingefügt werden. Dr. Alex. Marx.

Brücken in Eisenbeton. Ein Leitfaden für Schule und Praxis von C. Kersten. Band I. Platten- und Balkenbrücken. 6. Auflage. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. VIII + 223 S. mit 532 Textabbild. Preis geheftet 12 R.-M., in Leinen gebunden 13,50 R.-M.

Die 6. neubearbeitete Auflage des Buches bringt in gedrängter Form eine Übersicht über das gesamte Gebiet der Platten- und Balkenbrücken in Eisenbeton. Der Inhalt des Buches ist in zwei Hauptabschnitte gegliedert:

A. Die Ausführung der Balkenbrücke,
B. Die Berechnung der Balkenbrücke.

Der Verfasser beginnt mit den einfachen Durchlässen und Plattenüberdeckungen in Eisenbeton, wobei auch die Walzträgerdecken für Eisenbahn- und Straßenbrücken Erwähnung finden. In einem besonderen Abschnitt sind die Fahrbahntafeln aus Eisenbeton auf eisernen Tragwerken als Ersatz für Zoreseisen, Tonnenbleche, Buckelplatten, Wellblech usw. behandelt. Es folgen dann die beiderseits frei aufliegenden Balkenträger, und die üblichen Formen bei obenliegender und versenkter Fahrbahn, wobei auch auf die Lager, Dehnungsfugen, Widerlager und Flügel und ihre wirtschaftliche Ausbildung näher eingegangen wird. Ein weiterer Abschnitt enthält die Krag- und Gelenkträger. Sodann werden die über mehrere Öffnungen durchlaufenden und rahmenartigen Trägerformen ausführlich beschrieben. Den Schluß bilden Gerüst, Fachwerk- und Kanalbrücken. Für alle diese Brückenarten und -formen werden ausgewählte Beispiele aus der Baupraxis mit zahlreichen Abbildungen vorgeführt. Die in den Fachzeitschriften zerstreuten Literaturangaben über diese Bauten sind in knapper, übersichtlicher Darstellung zusammengefaßt.

Der zweite Hauptabschnitt handelt von der statischen Berechnung der Balkenbrücken. Für die statisch bestimmten Trägerarten sind einige Beispiele durchgerechnet. Bei den durchlaufenden und rahmenartigen Tragwerken sind die verschiedenen Rechnungsverfahren aufgeführt, ohne daß auf die theoretischen Entwicklungen näher eingegangen wird.

Das Buch ist in erster Linie für die in der Praxis stehenden Fachleute bestimmt. Für alle die, die sich eingehender mit dem Sondergebiet befassen möchten, sind Hinweise auf die einschlägige Literatur in ausreichender Zahl gegeben. Sch.

Wasserabfluß durch Stollen. Untersuchungen aus dem Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Karlsruhe. Von Dr.-Ing. Ernst Schleiermacher. 60 S. mit 31 Abb. München 1928. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 5,50 R.-M.

Trotz der mannigfachen Bemühungen der letzten 20 Jahre, durch Modellversuche besonders solche Strömungsprobleme wissenschaftlich zu untersuchen, deren Kenntnis und Vorausberechnung von großer wirtschaftlicher Bedeutung ist, fehlen doch noch für eine große Zahl von Wasserbewegungen derartige Untersuchungen. Hierzu gehören u. a. die meisten mit dem Wasserabfluß in Freispiegelstollen zusammenhängenden Fragen[1]). Die vorliegende Arbeit will vor allem die Erscheinungen klären, die beim Übergang vom Freispiegelstollen in den Druckstollen auftreten. Weiter sollten die am Grundablaßstollen Mühleberg (Aare) von Keller gemachten Beobachtungen[2]), daß das Wasser einen Stollen auf seine ganze Länge mit freiem Spiegel durchlaufen kann, obwohl der Oberwasserspiegel beträchtlich höher liegt als der Stollenscheitel am Einlauf, am Modell nachgeprüft und ihre Ursachen erforscht werden.

Im 1. Teil wird eine Beschreibung der Versuchsanlage (Stollenmodell als Rechteck- und Kreisquerschnitt) gegeben und die Meß- und Beobachtungsfehler erörtert. Sodann folgen im 2. Teil die Versuchsergebnisse und ihre Verwertung zur Berechnung der Lage des Wasserspiegels bezw. der Drucklinie im Stollen mittels der Bernoullischen Energielinie bei stationärem, d. h. sich mit der Zeit nicht änderndem Abfluß. Für die zu diesem Zweck notwendige Kenntnis des Geschwindigkeitshöhen-Ausgleichwertes werden die Versuchsergebnisse unter vergleichendem Hinweis auf die Kellerschen Untersuchungen mitgeteilt.

Im Gegensatze zu gelegentlich anders lautenden Angaben in der Literatur zeigen die vorliegenden Untersuchungen, daß für Rohrleitungen mit geringem Gefälle und für Stollen die Drucklinie nicht als Verbindungsgerade des Oberwasserspiegels beim Einlauf mit dem Unterwasserspiegel beim Auslauf verläuft. Bekanntlich wird — wie G. B. Venturi nachgewiesen hat — beim plötzlichen Übergang des Wassers vom Vorbecken in den Stollen der Strahl eingeengt (contractio venae), und es entsteht in dem von wirbelndem Wasser erfüllten Zwischenraum zwischen Stollenwand und Strahlhals ein Unterdruck, der annähernd proportional zur Abflußmenge wächst. Die Versuche haben die noch zu wenig bekannte und beachtete Tatsache bestätigt, daß der Unterdruck, der eine Vergrößerung der wirksamen Druckhöhe bedeutet, also den Durchfluß vermehrt, bei belüfteter Stollendecke (Freispiegelstollen) aufhört, wodurch der Oberwasserspiegel beim Stolleneinlauf steigt. Es ist ein Verdienst dieser Arbeit, an Hand systematischer Versuche darauf hingewiesen zu haben, daß Wasserstollen auch bei den Stollenscheitel beträchtlich überstauenden Oberwasserständen als Freispiegelstollen laufen, wenn die Stollendecke am Einlauf belüftet wird (z. B. durch die Schützenschlitze und dergl.). Von Wichtigkeit sind ferner die Vergleiche mit den von Forchheimer mitgeteilten Versuchsergebnissen und Gesetzen für den Ausfluß durch Ansatzrohre, mit den Kochschen Untersuchungen über den Grundausfluß mit Ansatz, sowie die Feststellung, daß die Strahlform im belüfteten Stollen der Helmholtz-Kirchhoffschen Theorie der Trennungsfläche entspricht, während dies im unbelüfteten Stollen nicht der Fall ist. Weiter wird in Übereinstimmung mit den Untersuchungen Kochs an Grundausflüssen gezeigt, daß die Drucklinie am Stolleneinlauf stetig und ohne Gegenfälle verläuft und unter dem Einfluß der Fliehkraft steht.

Nachdem durch diese Feststellungen die Unterlagen für die Ermittlung des Verlaufs der Energielinie geschaffen waren, befaßt sich ein weiterer Abschnitt — in enger Anlehnung an die bekannte Arbeit von Böß über Freispiegelgerinne — mit der Berechnung der Wasserspiegellage (bei Freispiegelstollen) und der Größe des Innendrucks auf die Stollendecke (bei Druckstollen) aus dem Verlauf der Energielinie bei den verschiedenen Fällen des stationären Abflusses und bei wechselnder Abflußmenge. Dabei wurden der Einfachheit halber die Untersuchungen beschränkt auf stetige und gerade Stollen, d. h. auf Stollen mit gleichbleibendem Sohlengefälle, Querschnitt, Wandbeschaffenheit und Richtung. Die Abflußmöglichkeiten durch Stollen werden theoretisch zusammengestellt und die unter Ziffer II bezeichnete Abflußart an vier Modellversuchen eingemessen:

I. Oberwasserspiegel unter dem Stollenscheitel am Einlauf jeweils bei strömendem und schießendem Wasser:
   a) gleichförmiger Abfluß (Freispiegelstollen),
   b) beschleunigter Abfluß (Freispiegelstollen),
   c) verzögerter Abfluß (Freispiegel- und Druckstollen).
II. Oberwasserspiegel über dem Stollenscheitel am Einlauf:
   a) unbelüftete Stollendecke (Druckstollen),
   b) belüftete Stollendecke (ganz oder teilweise Freispiegelstollen).

Schließlich werden drei Zahlenbeispiele unter Verwendung der Gaucklerschen Geschwindigkeitsformel nach der von Böß für offene Gerinne angegebenen Berechnungsweise durchgerechnet, wobei die Berechnung etwa auftretenden Wechselsprungs mit Hilfe des Kochschen Stützkraftsatzes ergänzt wird. In einem letzten Abschnitt wird in Übereinstimmung mit den Beobachtungen am Kraftwerk Mühleberg festgestellt, daß das Mitreißen von Luft in den Stollen durch den Oberwasserspiegel hindurch für die Wasserförderung im Stollen belanglos ist[3]).

Der Wert der Arbeit für die Praxis ist ein erheblicher. Sie ist ein weiteres Glied in der Reihe wertvoller Beiträge zur angewandten Hydraulik, die uns das Karlsruher Flußbaulaboratorium unter der überaus befruchtenden Führung von Rehbock geschenkt hat. Sosehr aber auch diese Arbeit wieder ein neuer Beweis für den nicht mehr zu leugnenden Wert von Modellversuchen ist, so sollten ihre Ergebnisse — namentlich auch im Hinblick auf den Widerspruch mit den anders lautenden Beobachtungen von Winkel und Schoklitsch über die Luftansaugung durch den Oberwasserspiegel hindurch — bald an fertigen Stollenbauwerken überprüft werden, deren wir in den letzten Jahren so zahlreiche erstellt haben[4]). Jeder, der mit einschlägigen Berechnungen und Planungen zu tun hat (z. B. bei Aufsuchung des kleinsten Stollenquerschnitts oder des Längenschnitts von Stollen, bei Berechnung städt. Abwässerkanäle, bei Wasserschloßproblemen usw.), wird die wertvolle und aufschlußreiche Schrift mit Vorteil gebrauchen können. Dr.-Ing. Marquardt, München.

Neuzeitliche freitragende Dacheindeckungen. Von Magistratsbaurat Luz David. 68 S. mit 73 Abb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 7,20 R.-M.

In der Schrift werden behandelt: 1. die Bimsbetonplatten (Versuchsergebnisse und die Konstruktionsbeispiele von der Firma Remy Nachf., Neuwied, zur Verfügung gestellt), 2. die Eindeckung mit Glasbeton (durch-

[1]) Von welch wirtschaftlicher Bedeutung die Kenntnis der Wasserbewegung in Stollen für die Praxis ist, zeigen z. B. die geplante 3 km lange Pegnitz-Hochwasser-Umleitung in Nürnberg für 350 m³/Sek. oder der 1924 in Betrieb genommene Umlaufstollen der Reuß-Stufe Wassen-Amsteg für 220 m³/Sek. geschiebeführendes Hochwasser mit 15 m/Sek. Abflußgeschwindigkeit.

[2]) Schoklitsch hat m. W. zuerst beobachtet, daß die Lage des Wasserspiegels von der Möglichkeit des Lufteintritts in die Kanal- oder Stollenleitung abhängt (vergl. Zeitschrift des österr. Ingenieur- und Architekten-Vereins 1915, Nr. 7/8: „Über das Vollaufen der Kanäle").

[3]) Die in der vorliegenden Arbeit beschriebenen Stollenversuche stehen bezüglich der Belüftung des Stollens vom Oberwasser her in unaufgeklärtem Widerspruch mit den Beobachtungen von Winkel und Schoklitsch (vergl. a. a. O.).

[4]) Es wäre zu begrüßen, wenn das Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft e. V. München neben der beabsichtigten Ermittlung der Druckhöhenverluste in Stollen auch diese Versuche in sein Programm aufnehmen würde.

weg nach Unterlagen der Deutschen Luxfer Prismengesellschaft, Berlin) und 3. die Leichtsteindecken (hauptsächlich der Firma Hans Zomak), ohne wesentlich mehr zu sagen, als aus dem Werbematerial der genannten Firmen hervorgeht. Es ist sicher nicht angängig, beim Vergleich der Glasbetoneindeckung mit den kittlosen Oberlichtkonstruktionen diese mit ein paar Worten abzutun, ohne auf die neuerlichen erfolgreichen, auf den Schutz gegen die Korrosionsgefahr hinzielenden Bestrebungen dieses Industriezweiges einzugehen, bei den Versuchen über Glasbeton die sehr klärenden Versuche von Prof. O. Graf (s. Glastechn. Berichte, Band IV, Heft 9 u. 10) überhaupt nicht zu erwähnen und sich im übrigen auf die Ausführungen der obengenannten Firmen zu beschränken. Die Darlegungen über Bimsbeton wären durch präzisere Forschungsergebnisse zu ergänzen, bei den verschiedenen Eindeckungsarten wären zuverlässige Wärmeleitungszahlen und kritische vergleichende Erwägungen zu bringen, außerdem wäre die eigentliche Dachhaut mitzubehandeln, wenn man das Buch dem Baufachmann empfehlen soll. M.-L.

See- und Hafenbau (Sammlung Göschen). Von Franz Franzius und Karl Bökemann. Mit 100 Abb. Berlin und Leipzig 1927. Verlag von Walter de Gruyter u. Co. Preis in Leinen 1,50 R.-M.

Man sollte es eigentlich nicht für möglich halten, daß ein so umfangreiches Gebiet auf 151 Kleinoktavseiten in nutzbringender Weise behandelt werden kann. Und doch ist dies den beiden Verfassern in recht geschickter Weise gelungen.

In einem ersten Abschnitt wird das Meer mit seinen Eigenschaften und Bewegungsformen geschildert, in einem zweiten folgt die Küste in ihrer Gestaltung und Veränderung. Der größte Teil des Werkchens ist naturgemäß dem See- und Hafenbau gewidmet. In einem Abschnitt „Schutz des Landes gegen Angriffe des Meeres" werden der Ufer-, Dünen- und Deichbau erörtert und im letzten und umfangreichsten unter der Bezeichnung „Gewinnung und Sicherung des Zugangs vom Meer zum Ufer", die Hafenzufahrten, Strommündungen, Seekanäle, Hafendämme, Häfen und ihre Bauwerke beschrieben.

Überall ist es gelungen, das Wesentliche klar herauszuschälen, so daß das Werk nicht nur jedermann, der sich allgemein auf diesem Gebiet unterrichten will, sondern auch den Studierenden des Bauingenieurwesens für kurze Wiederholungen warm empfohlen werden kann.

Einige Irrtümer werden wohl bei einer zweiten Auflage ausgemerzt. Auf S. 33 sollen sich die Körper (nach Newton) im einfachen Verhältnis ihrer Massen und im umgekehrten ihrer Entfernungen anziehen, und es muß heißen: im umgekehrten der Quadrate ihrer Entfernungen; auf S. 44 ist die Definition für Mittelwasser MW falsch; Mittelwasser (MW) ist bei gleichen Beobachtungszeiten das arithmetische Mittel aus allen beobachteten Wasserständen eines Zeitraumes und nicht wie angegeben der Wasserstand, der im Laufe der Beobachtungszeit ebensooft über- wie unterschritten worden ist; das ist der gewöhnliche Wasserstand, GW. Ferner ist gewöhnliches bezw. mittleres Hochwasser bezw. Niedrigwasser, MHW bezw. MNW, Ausdrücke, die hauptsächlich im Tidegebiet gebräuchlich und dort wichtiger als das Mittelwasser sind, nicht das Mittel aller über bezw. unter Mittelwasser beobachteten Wasserstände, sondern das arithmetische Mittel aus allen Hochwässern bezw. Niedrigwässern der Tiden des Beobachtungszeitraumes. Zu S. 49 ist zu bemerken, daß eine Wattfläche erst dann deichreif ist, wenn sie 50 cm über Mittelhochwasser hinaufragt und nicht über Mittelwasser, wie angegeben. Endlich sind die Abb. 64, 65, 66, 67 u. 68 reichlich veraltet und besser durch neuere Ausführungen zu ersetzen.

Diese kleinen Mängel beeinträchtigen jedoch nur wenig den Wert des Buches, das sonst eine erfreuliche Bereicherung unserer technischen Literatur darstellt, da es geeignet erscheint, auch weitere Kreise für den See- und Hafenbau zu interessieren. F. W. Otto Schulze, Danzig.

Eisen im Hochbau. Begründet vom Stahlwerks-Verband A.-G. 7. Auflage. Herausgegeben vom Verein deutscher Eisenhüttenleute. Düsseldorf und Berlin 1928. Verlag Stahleisen m. b. H. und Julius Springer. XX und 762 S. Preis geb. 12 R.-M.

Die vorliegende 7. Auflage des von der Fachwelt als maßgebend anerkannten „Eisentaschenbuches" ist von dem erstmalig als verantwortlichem Herausgeber zeichnenden Verein deutscher Eisenhüttenleute bearbeitet worden. Sie stellt eine vollständige Umarbeitung der 6. Auflage[1]) dar, die hierbei zugleich eine starke Erweiterung um 180 Druckseiten erfahren hat, ohne indessen dadurch an Handlichkeit etwas eingebüßt zu haben. Die neue Auflage berücksichtigt die im Laufe der letzten vier Jahre auf fast allen Gebieten eingetretenen mannigfachen, umfassenden Änderungen in den Werkstoffeigenschaften, den Walzprofilen, den ministeriellen Belastungs-, Berechnungs- und Beanspruchungsvorschriften, den Deutschen Normen im Bauwesen und den sonstigen Normen.

Über den nunmehr in 12 Abschnitte gegliederten Inhalt des neuen Buches gibt ein ausführlich unterteiltes Inhaltsverzeichnis, dessen ausgiebige Heranziehung bei dem Gebrauche des Werkes recht nützlich sein dürfte, genaue Auskunft. Von den zahlreichen Neuerungen seien nur die folgenden, als besonders wertvoll, angeführt:

1. eine Zusammenfassung der preußischen ministeriellen Hochbauvorschriften und der ergänzenden Erlasse, deren Gültigkeitsbereich und die noch bestehenden Abweichungen in den einzelnen deutschen Ländern;
2. die Einfügung der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für Eisenbauwerke sowie von Sondervorschriften anderer Stellen;
3. Tabellen der Tragfähigkeit einfacher und zusammengesetzter Knickstäbe, gestützt auf das vorgeschriebene ω-Knickberechnungsverfahren für eine zulässige Flußstahlbeanspruchung von 1200 und 1400 kg/cm² und bis zu einem Schlankheitsgrade $\lambda = 200$ mit Angabe aller statischen Werte;
4. ein neuer Abschnitt über „feuerbeständige und feuerhemmende Decken zwischen eisernen Trägern und zugehörige Tragfähigkeitstabellen", aufgestellt nach den derzeit gültigen Bestimmungen, insbesondere die Erweiterung der Tragfähigkeitstabellen von Deckenträgern auf die heute zulässige Flußstahlbeanspruchung von 1400 kg/cm².

Schon die flüchtige Durchsicht des Werkes läßt erkennen, daß es mit trefflichem Verständnis für die Bedürfnisse der Praxis zusammengestellt und mit großer Sorgfalt und Gründlichkeit durchgearbeitet ist. Auch die Ausstattung und der gegenüber dem reichen Inhalt sehr niedrige Preis sind des Lobes wert. In seiner neuen Auflage darf das Buch wiederum als ein auf der Höhe von Wissenschaft und Erfahrung stehendes, durchaus zuverlässiges Hilfs- und Nachschlagewerk bezeichnet werden, dessen Anschaffung und Benutzung jedem Eisenkonstrukteur dringend zu empfehlen ist. Ls.

Vorträge über Mechanik als Grundlage für das Bau- und Maschinenwesen. Von Prof. Dr.-Ing. W. Kaufmann. I. Teil: Einführung in die Mechanik starrer Körper. 8. Auflage des gleichnamigen Lehrbuches von Keck-Hotopp. 632 S. mit 520 Abbild. Hannover 1927. Helwingsche Buchhandlung. Preis geh. 29,50, gebd. 31,50 R.-M.

Wenn ein wissenschaftliches Lehrbuch innerhalb rd. 30 Jahren acht Auflagen erfährt, so ist das wohl ein genügender Beweis für seine Wertschätzung; einer besonderen Empfehlung bedarf es also nicht mehr. Die vorliegende 8. Auflage ist erstmals von dem jetzigen Verfasser bearbeitet worden und, wie von vornherein festgestellt sein mag, trotz Wahrung des Grundcharakters des Keck-Hotoppschen Mechanikwerkes weitgehend modernisiert. Der pädagogische Grundsatz, von Leichterem zu Schwererem, von Anschaulichem zu Abstrakterem fortzuschreiten, tritt zunächst in der Reihenfolge des Stoffes in die Erscheinung: der Verfasser beginnt nach kurzer Erläuterung der Grundbegriffe und der Hauptrechnungsregeln für Vektoren mit der Statik einschließlich der Schwerpunktlehre und der Lehre von der Reibung; die Hälfte des vorliegenden Bandes ist dadurch ausgefüllt. Um nicht Leser dieser Besprechung einzuschüchtern, sei bemerkt, daß die formale Einführung von Vektoren heute wohl gar nicht gut mehr umgangen, aber eigentlich kaum als besondere Neuheit angesprochen werden kann, da doch das allbekannte Verfahren, das im Kräftevieleck und im Geschwindigkeitsvieleck zum Ausdruck kommt, nichts anderes als die geometrische Addition von Vektoren ist, und die beiden wichtigen Grundgrößen der Mechanik: Moment und Arbeit formal als vektorielles und skalares Produkt geschrieben werden. Weiteres aus der Vektorrechnung benutzt der Verfasser nicht. Die ungeheure Vereinfachung in der Darstellung und die Klarheit der räumlichen Vorstellung, die durch die Erkenntnis vieler mechanischer Größen als Vektoren gewonnen wird, rechtfertigt immer wieder von neuem die vektorielle Behandlungsweise. Natürlich hat der Verfasser nicht verfehlt, auch die Koordinatenmethode, als die für die praktische Zahlenrechnungen in Frage kommende Grundlage, gebührend zu behandeln. Der Begriff der mechanischen Arbeit und das Prinzip der virtuellen Verrückungen gehört wohl in die Statik und nicht erst in die Dynamik.

Auf S. 317 beginnt die Bewegungslehre des Massenpunktes; es wird dabei die reine Bewegungslehre zugleich mit der Dynamik behandelt, was ich nicht ganz billigen möchte. Wohl läßt sich pädagogisch die Erläuterung der Grundgesetze an einfachen Fällen, hier also an einem Massenpunkte rechtfertigen, es führt aber doch zu Wiederholungen bei der Behandlung der gleichen Gesetze für den starren Körper und für Massensysteme. Wie ich schon andeutete, gehören die Sätze über mechanische Arbeit in die Statik, wohl auch das Gravitationsgesetz. Leider ist die Schwingungslehre nur sehr knapp behandelt und auf den dritten Band verwiesen; die Mehrheit der Ingenieure wird sich wahrscheinlich mit dem Inhalt dieses ersten Bandes (abgesehen von der für den zweiten Band vorbehaltenen Hydraulik) begnügen können, eine einigermaßen umfangreiche Kenntnis der Schwingungslehre ist aber heute auch für den Bauingenieur nicht mehr entbehrlich.

Durchaus zu begrüßen ist die Beibehaltung der zahlreichen Beispiele und die Hinzufügung vieler neuer Beispiele. Alles in allem muß man dem Verfasser für seine gründliche Neubearbeitung unter gleichzeitiger pietätvoller Beibehaltung des wirklich Guten der früheren Auflagen wärmsten Dank sagen und dem Werke die weiteste Verbreitung wünschen.
Prof. M. Tolle, Karlsruhe.

Petrographische Untersuchung über die Eignung von Graniten als Straßenbaumaterial. Mitteilungen aus dem geologischen und mineralogischen Institut der Universität Köln. Von Stadtbaumeister Wilhelm Zelter aus Barmen. 55 S. mit 5 Tafeln. Halle (Saale) 1927. Verlag von Wilhelm Knapp. Preis 5,30 R.-M.

Es wird der Versuch gemacht, unabhängig von den bisher bekannten Prüfungsverfahren, aus der petrographischen Beschaffenheit Normen für die Beurteilung der Granite aufzustellen, und zwar über das Mengenverhältnis der Mineralbestandteile und für die Größe der einzelnen Mineralkomponenten. Die Richtigkeit der aus umfangreichem Beobachtungsmaterial gewonnenen Normen wird an Pflasterstraßen nachgewiesen. Die Schrift ist als Beitrag für die Bestrebungen, Normen für die Beschaffenheit von Straßenbaustoffen zu gewinnen, wertvoll. Prof. Dr. Neumann.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 41, S. 478.

Handbibliothek für Bauingenieure. Herausgegeben von Robert Otzen, II. Teil, 10. Bd. Der neuzeitliche Straßenbau. Von Dr.-Ing. E. Neumann, o. Professor a. d. Technischen Hochschule zu Stuttgart. 400 S. mit 210 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis 29,50 R.-M.

Endlich ist ein Handbuch erschienen, das Aufgaben und Technik des neuzeitlichen Straßenbaues so erschöpfend meistert, wie es bei einem derartig fließenden Stoff nur überhaupt möglich ist. Ausgehend von dem neuen Verkehrsmittel, dem Kraftfahrzeug, dessen Bauart und Wirkungsweise Verfasser darlegt, wird die Linienführung der Straßen, ihre Breite und ihre Einteilung entwickelt und in einem Hauptabschnitt auf das eingehendste der Straßenkörper (S. 105 bis 292) behandelt (Unterbau, Oberbau mit den zahlreichen Verfahren der Staubbekämpfung, der Oberflächen- und Innenbehandlung mit Wasserglas, Teer, Asphalt, Emulsionen von Teer und Asphalt, den hochwertigen Decken aus Beton, natürlichem und künstlichem Pflaster). Dann werden die Verfahren zur Prüfung und Bewertung der Baustoffe geschildert und Wirtschaftlichkeitsberechnungen angestellt, und zwar nicht nur vom Standpunkte des Baues, sondern in Beziehung zu den Beförderungskosten, was bisher zu wenig beachtet worden ist (S. 292 bis 311). Ein weiterer Abschnitt ist den Maschinen des Straßenbaues und der Verkehrsregelung gewidmet. Den Schluß bilden zwei Abschnitte über Kraftwagenstraßen und Versuchsstraßen (S. 366 bis 393). Ein umfassendes Verzeichnis des Schrifttums ermöglicht die Nachprüfung und das weitere Studium. Die Übersichtlichkeit des Handbuches wird erhöht durch das klare Inhaltsverzeichnis.

Das Werk ist auf den neuesten Stand gebracht und enthält neben dem wertvollen vollständigen Stoff treffliche Begründungen für die Bauweisen und klare theoretische Entwicklungen, sachlich vorsichtige Urteile über die neuesten Anwendungsformen der Straßenbefestigungen und ist das Beste, was auf dem Gebiete des Straßenbaues seit Jahren erschienen ist. Es ist schlechthin das Straßenbauhandbuch und wird nicht nur für die Fachleute, sondern auch für die Studierenden von höchstem Wert sein.

Auf Einzelheiten einzugehen, hieße sich in Kleinigkeiten verlieren. Da viele der neueren Bauweisen erst in der Entwicklung sind und da die Länder unter Führung des Reiches ein Netz von Hauptverkehrsstraßen planen und dafür eine Straßenbauordnung in Arbeit haben, wird eine Ergänzung des Werkes bald kommen müssen. Dabei empfiehlt es sich, etwas näher auf den Unterschied zwischen Ausbau- und Nurautostraßen und auf die wirtschaftlichen Vorteile des Straßenbaues für die Wegebenutzer (Ersparnis an Betriebstoffen usw.) und des schnellen Ausbaues für die Wegebaupflichtigen (Ersparnis an Baukosten und Zinsen) und auf die Finanzierung selbst einzugehen, die das Rückgrat des Straßenbauproblems bildet. Ein Auszug aus den Richtlinien für die Straßenverkehrsordnung, die den Ländern als Grundlage ihrer Fahrordnung gedient hat, wäre jetzt schon zu wünschen gewesen. — Dem Werke kann nur die weiteste Verbreitung gewünscht werden. Dr.-Ing. Speck.

Geschichte der Goslarer Wasserwirtschaft. Eine Untersuchung über Wesen und Bedeutung der Wasserwirtschaft in der deutschen Stadtgeschichte. Von Otto Flachsbart. Beiträge zur Geschichte der Stadt Goslar. Heft 4. 114 S. mit 5 Abb. Goslar a. H. 1928. Kommissionsverlag von J. Brumby. Preis geh. 4 R.-M.

Es ist noch nicht allzu lange her, daß im Rahmen unserer Wasserbauliteratur überwiegend bautechnische und hydraulische Fragen zur Behandlung kamen, daß aber wirtschaftliche und entwicklungsgeschichtliche Gesichtspunkte kaum beachtet wurden. In den letzten Jahren ist nun eine wertvolle Literatur über wirtschaftliches Entwerfen und Bauen entstanden, und neben ihr hat sich als weiteres Sondergebiet die Erforschung unserer Wasserwirtschaftsgeschichte herausgebildet, das zu allgemein bildendem, hauptsächlich aber belehrendem Zweck die geschichtliche Entwicklung unserer Wasserwirtschaft verfolgt und teils ihren bisherigen Entwicklungsformen, teils den rein technisch-wirtschaftlichen Aufgaben unserer wasserwirtschaftlichen Vergangenheit nachgeht.

Die vorliegende Arbeit ist eine der letzteren Richtung angehörige, besonders erfreuliche Fachforschung, die weit über den Rahmen einer ortshistorisch interessierenden Studie hinaus in vorbildlicher Weise ihre Aufgabe erfüllt: „an einem typischen Beispiel zu untersuchen, welche Rolle das Wasser in der deutschen Stadt- und Wirtschaftsgeschichte gespielt hat, und einen Beitrag zu jener Summe von Monographien zu liefern, die erforderlich ist, um nach Ausscheidung der ortshistorisch bedingten Einzelheiten aus den Einzelforschungen die allgemeine Geschichte der Wasserwirtschaft schreiben zu können".

Der I. Abschnitt gibt eine Darstellung der Hydrographie des Stadtgebiets. Der II. Abschnitt behandelt die Geschichte der Wasserversorgung und Entwässerung der Stadt, aus deren ersterer hervorzuheben ist, daß Goslar seit früher Zeit eine systematische, weitgehend zentralisierte Wasserversorgung besessen hat und daß bis ins 15. Jahrhundert unterirdisch verlegte Rohrleitungen noch selten waren und nicht das typische Element der Wasserversorgung bildeten. Das mit kluger Umsicht geleitete Streben der Stadt nach unbeschränkter Verfügungsgewalt über das Wasser fand seinen wichtigsten Ausdruck in dem Ausbau des Holzrohrnetzes im 15. Jahrhundert, das als die erste deutsche Druckleitung gelten kann. Der III. Abschnitt ist der Geschichte der — in ihrer Vielseitigkeit und ihrem Ausnutzungsgrad ungewöhnlichen — Wasserkraftanlagen (Mühlen) gewidmet und betont dabei besonders die siedlungsbildende Eigenschaft der Wasserkraft. Beachtenswert ist, wie sich frühzeitig schon die monopolartige Eigenart der Wasserkraft durchzusetzen wußte und daß schon um 1200 in und um Goslar 24 Mühlen vorhanden waren, so daß wir es hier mit einer Stätte ältester Wasserkraftanlagen zu tun haben. Im IV. Abschnitt wird ein Abriß der geschichtlichen Entwicklung der Goslarer Bergwerkswasserwirtschaft gegeben. Den Schluß bilden ein Anhang mit ortshistorischen Daten und ein Quellen- und Schriftenverzeichnis.

Die Arbeit mit ihrer außerordentlichen Fülle geschichtlicher Einzelheiten wirtschaftlich-technischer und wirtschaftlich-rechtlicher Art enthüllt uns ein für Deutschland kennzeichnendes Bild mittelalterlicher städtischer Wasserwirtschaft und ist ein neuer Beweis für die Richtigkeit des Satzes, daß auf keinem Gebiete der Technik das Erleben historischer Inhalte so unmittelbar in die Gestaltungsvorgänge der Gegenwart eingreift, wie auf dem der Wasserwirtschaft, zumal gerade auf diesem Gebiete die Fäden zwischen Mittelalter und Neuzeit vielfach noch nicht zerrissen sind. Der Wert der Arbeit für unsere heutige Stadtwirtschaft ist vor allem eine zweifache Erkenntnis:

1. Die führenden Städte des Mittelalters, die im Sinne unserer heutigen großstädtischen Entwicklung Kleinstädte waren (für Goslar wird die Einwohnerzahl im 11. und 12. Jahrhundert auf 8000 bis 10 000 geschätzt), haben mit einer ziel- und selbstbewußten Kommunalpolitik eine hochentwickelte Wasserwirtschaft treiben und damit Kulturwerte schaffen können, die denen unserer heutigen Großstädte nicht nachstehen. Daraus sollten unsere heutigen Klein- und Mittelstädte den Ansporn zur Wiedererweckung des ihnen in den letzten 50 Jahren verlorengegangenen Selbstbewußtseins entnehmen. Unsere Städte aber sollten daraus ganz allgemein die Bedeutung der wasserwirtschaftlichen Probleme von Wasserversorgung und Kanalisation im Rahmen der gesamten Stadtwirtschaft erkennen.[1])

2. Die Schrift ist ein Beleg für die gewaltige Kraft, die aus einer bewußten Pflege der Wasserwirtschaft entspringt. Als die wirklichen Beweggründe der wasserwirtschaftlichen Maßnahmen erkennen wir das Streben nach wirtschaftlicher Vormacht, wie wir dies auch auf anderen Gebieten der Wasserwirtschaft bis in die jüngste Zeit beobachten können.

Mit ihrer kritischen Behandlung wasserwirtschaftlicher Fragen bildet die klar geschriebene Arbeit durch die sorgfältige Verwertung alter Stadturkunden und ähnlicher Quellen für alle irgendwie an unserer Wasserwirtschaft Beteiligten, für Kommunalbeamte und -politiker eine reiche Fundgrube wasserwirtschaftlicher Umsicht und Erfahrungen sowie einen unvergleichlichen Quellenstoff, so daß wir das Heft bestens empfehlen können. Dr.-Ing. Marquardt, München.

Forschungsinstitut für Wasserbau und Wasserkraft e. V. München, Mitteilungen Heft 1. 39 S. mit 44 Abb. München und Berlin 1928. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 4,50 R.-M.

Gegenstand der Darstellung ist die Untersuchung der Überfallbeiwerte und der Kolkbildungen am Absturzbauwerk I im Semptflutkanal der „Mittleren Isar". Derselbe Buchinhalt war auch im Mitteilungsheft 2 des Hydraulischen Instituts der Technischen Hochschule München erschienen.

Die Arbeit bildet eine willkommene Ergänzung der vielerorts ausgeführten Untersuchungen der Überfallwehre sowohl in der Natur wie im Laboratorium, doch bringt sie nicht gerade etwas grundlegendes Neues. Bei den μ/h-Linien (vergl. Abb. 17, 19, 20, 21, 22) weist der etwa 0,05 umfassende Streuungsbereich der Meßwerte μ auf die Schwierigkeiten der Messung hin; wird diesem Umstande Rechnung getragen, so zeigen die in Abb. 39 u. 40 dargestellten Meßwerte am Modell und am ausgeführten Bauwerke durchaus befriedigende Übereinstimmung. Das Reynoldssche Ähnlichkeitsgesetz $\frac{v\,l}{\nu}$ hat hierbei nicht die ausschlaggebende Rolle, sondern die Schwerkraftähnlichkeit $\frac{v^2}{g\,l}$; den Betrachtungen auf S. 36 kann daher nur bedingt zugestimmt werden.

Die beschriebenen Versuchseinrichtungen und Meßapparate stimmen mit den allgemein üblichen überein. Die im Lichtbilde übermittelten Strahlbilder (Abb. 13, 14, 15, 16) zeichnen sich durch Klarheit und Anschaulichkeit aus. Ebenso sind auch die farbigen Tiefenpläne der Kolkbildungen (Tafel I) sehr beachtenswert.

Den Ausführungen über das Verhalten eines Staurohres (S. 11) kann keinesfalls zugestimmt werden. Wenn der Verfasser, Dr.-Ing. O. Kirschmer, den bei der Wassermengenermittlung erhaltenen Unterschied von 4,8 % auf eine Unzuverlässigkeit des Staurohres zurückzuführen sucht, so gelangt er zu einem Trugschlusse. Tatsächlich ergibt das Staurohr mit großer Genauigkeit die Geschwindigkeit v des Wassers; bei pulsierender Strömung läßt sich die Schwankung im Manometer-Glasrohr $\pm \Delta h$ bei der Ablesehöhe h in einfachster Weise durch Drosselung (z. B. Kleinstellen der Hahnöffnung) fast ganz zum Verschwinden bringen, so daß h unmittelbar erhalten wird. Außerdem zeigt eine Nachrechnung, daß $\pm \Delta h$ nur sehr geringe Abweichungen vom Sollwerte verursachen kann; beim Staurohr gilt $v = C_0 \sqrt{h}$ (vergl. Z. d. V. d. I. 1923, Nr. 23), beträgt nun etwa $\Delta h = \pm 0{,}1\,h$, so ist im Höchstfalle $v_1 = C_0 \sqrt{1{,}1\,h}$ und im Kleinstfalle $v_2 = C_0 \sqrt{0{,}9\,h}$. Da die Grenzwerte $(h + \Delta h)$ und $(h - \Delta h)$ abzulesen und zur Mittelwertbildung zu benutzen sind, gilt

$$\left[\left(\sqrt{1{,}1} = 1{,}0488\right) + \left(\sqrt{0{,}9} = 0{,}9487\right)\right] : 2 = 0{,}998\,75,$$

während 1 der Sollwert ist; die Abweichung ist also nur $-0{,}125\,\%$ (nicht: 5 %, die auf Fehler bei der Messung zurückzuführen sein werden). Es sind daher die Schlußfolgerungen auf S. 11 über den Wert oder Unwert eines Staurohrs in keinem Falle zutreffend.

Danzig, Mai 1928. Prof. Dr.-Ing. R. Winkel.

[1]) Vergl. Näheres hierüber in meiner Arbeit „Neuzeitliche Wasserwirtschaft" in „Wasser und Gas" vom 1. Dezember 1927, S. 217 bis 244.

Der Holzbau. Von Dr.-Ing. Th. Gesteschi, Berlin. „Handbibliothek für Bauingenieure", Teil IV: Konstruktiver Ingenieurbau, 2. Bd. Mit 421 S. u. 533 Abb. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 45 R.-M.

Der Verfasser hat in seinem neuesten Werk den Versuch gemacht, ein Abbild des derzeitigen Holzbaues zu geben.

Das Werk gliedert sich in folgende Abschnitte: Das Holz als Baustoff, die Holzverbindungen, die Tragwerke im allgemeinen, die Dachkonstruktionen, Hallenbauten und Tribünen, Speicherbauten, Turmbauten, Brücken- und Baugerüste. Es gibt ein Bild von der Reichhaltigkeit des Gebotenen.

Über sein erstes Werk „Hölzerne Dachkonstruktionen" ist der Verfasser also hinausgegangen durch eine eingehende und sehr zu begrüßende Behandlung des Holzes als Baustoff und durch Aufnahme der hölzernen Brücken und Baugerüste in gedrängter Form.

Der heutige Holzbau hat durch die Anwendungen auf dem Gebiete der weitgespannten Hallen und sonstigen Dachkonstruktionen eine Wandlung erfahren: Die zimmermannsmäßige Behandlung erweiterte sich zu einer ingenieurmäßigen Durchbildung der Tragwerke. Daß durch die Hast der Zeit die Wandlung nicht immer eine organische Entwicklung der Erfahrungen der Vergangenheit darstellt, soll nur nebenbei erwähnt werden. Die Wandlung ist parallel mit weitgehenden Versuchen vor sich gegangen. „Ob aber die Auswertung der Ergebnisse und die Übertragung experimenteller Forschung in die Wirklichkeit mit der unbedingt gebotenen Vorsicht geschehen ist, ist eine ernste Frage, die man schwerlich in bejahendem Sinne zu beantworten wagen wird." Diese vorsichtigen Worte von de Thierry können auch hier angewandt werden.

Der tätige Ingenieur vermißt gerade im wichtigsten Teile — Verbindungen — eine kritische Würdigung der vielen Bauweisen, eine gerechte Verteilung von Licht und Schatten der Versuchsergebnisse, denn nicht alles, was glänzt, ist Gold. Von jedem neuerscheinenden Werk ist nicht nur zu verlangen, daß es den derzeitigen Stand des Gebietes bringt, sondern auch eine Vertiefung des Gebietes früheren Erscheinungen gegenüber. „Mehr Erkenntnis" muß die Losung einer jeden Neuerscheinung auf dem Gebiete der technischen Literatur sein. Von dieser Warte aus beurteilt, ist das Erscheinen des Werkes als verfrüht zu bezeichnen.

Die zahlreichen Beispiele ausgeführter Bauwerke machen das schön ausgestattete Buch anregend und erleichtern dem jungen Ingenieur das Entwerfen und Berechnen von Holztragwerken. J. Haber-Schaim.

Deutscher Baupolizeitag. Bericht über die 10. Tagung im städtischen Saalbau zu Saarbrücken am 17. September 1927. 68 S. mit 8 Abb. Hannover 1928. Verlag: Bauamt und Gemeindebau, Curt R. Vincentz.

Die Vereinigung der höheren Baupolizeibeamten Deutschlands übergibt den vom Vorstand erstatteten Bericht über ihre 10. Tagung in dem vorliegenden Heft der Öffentlichkeit. Außer dem Mitgliederverzeichnis und Geschäftsbericht für das Jahr 1927 bildet den Hauptinhalt die Wiedergabe der auf der Tagung gehaltenen fachlichen Vorträge und der anschließenden Aussprachen.

Die Frage der Belichtung von Aufenthaltsräumen wird an Hand der Hamburger (Oberbaurat Lamp) und Görlitzer (Dr.-Ing. Küster) Vorschriften erörtert. Für die Vereinheitlichung und Vereinfachung der Bestimmungen über die natürliche Raumbelichtung folgen verschiedene Anregungen. Die Grundzüge für die Genehmigung von Tag- und Nachtreklamen werden vom Polizeibaudirektor Berger (Breslau) eingehend besprochen und die in anderen Städten gewonnenen Erfahrungen über die Einfügung der Reklame in das Stadtbild gegenübergestellt. Regierungsbaurat Dr.-Ing. Hoost (Danzig) berichtet ausführlich über die Preußischen Vorschriften für Lichtspieltheater unter besonderer Berücksichtigung der an den Bildwerferraum zu stellenden Anforderungen. Die Baukontrolle bei Eisenbetonarbeiten behandelt Baurat Stern (Köln) ihrer Wichtigkeit entsprechend und bringt Vorschläge für eine über die bisher bestehenden Gesetze und amtlichen Bestimmungen hinausgehende laufende Prüfung der Baustoffe selbst sowie ihrer Verarbeitung. Die anschließende lebhafte Aussprache beweist, welche Bedeutung der Gewährleistung der Güte der Ausführung von Eisenbetonarbeiten beizumessen ist. (Vergl. u. a. Beton u. Eisen 1926/27). Schließlich folgt eine Erörterung über die Zerstörungserscheinungen an Bauwerken infolge der durch Lastkraftwagen hervorgerufenen Erschütterungen.

Der Inhalt dieses Tagungsberichtes gewinnt durch seine Vielseitigkeit allgemeinen Wert insbesondere für Bauingenieure und Architekten. Allen Fachgenossen, die sich mit einer der behandelten Fragen zu befassen haben, sei daher empfohlen, das übrigens auch gut ausgestattete Heft zur Hand zu nehmen. Dr.-Ing. Roll.

Beiträge zur Grundwasserkunde. Von Werner Koehne. Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands. Besondere Mitteilungen, Bd. 4, Nr. 4. Berlin 1927. Verlag von Ernst Siegfried Mittler & Sohn. Preis 5 R.-M.

Mit den Beiträgen zur Grundwasserkunde unternimmt der Verfasser den dankenswerten Versuch, der Öffentlichkeit Einblick zu geben in ein Forschungsgebiet mit seinen Arbeitsverfahren und Ergebnissen, dessen Bedeutung noch längst nicht genügend erkannt und gewürdigt wird. Man war bisher geneigt, in den Grundwasserbeobachtungen in der Hauptsache ein Mittel zur Feststellung etwaiger Veränderungen des Grundwasserstandes infolge künstlicher Eingriffe zu sehen und die Beobachtungsergebnisse unter dem Gesichtspunkte des Rechtsschutzes auszuwerten. Daneben stellt der Verfasser die Bedeutung der Grundwasserkunde für die Landeskultur und weist ihr den gebührenden Platz im Rahmen der Meteorologie und der Gewässerkunde. Die Notwendigkeit einer innigen Zusammenarbeit zwischen dem Land- und Forstwirt mit dem Grundwasserforscher wird betont. Besonders im Flachlande bedarf der unterirdische Teil des Wasserkreislaufes mit Rücksicht auf die vielseitigen landeskulturellen und wirtschaftlichen Interessen der genauen Erforschung. Gerade hier kann seine Erkenntnis wertvolle Rückschlüsse auf den Gesamtwasserhaushalt der Natur ermöglichen und aus den Beziehungen zwischen Grundwasser, Niederschlag, Verdunstung und Abfluß Aufklärung über Erscheinungen geben, deren Klärung sonst nicht möglich ist. Diese Beziehungen werden eingehend entwickelt, erörtert und an Beispielen erläutert. Dann wird das jetzt vorliegende zehnjährige Beobachtungsmaterial der preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde verarbeitet, um den jährlichen Gang des Grundwasserspiegels in Norddeutschland festzustellen. Ein atlantischer Typus im Westen, ein kontinentaler im Osten können unterschieden werden. Daneben bietet das Buch eine solche Fülle wertvoller Beobachtungen und Erkenntnisse, daß man ihm weiteste Verbreitung in allen interessierten Kreisen wünschen und der Hoffnung Ausdruck geben darf, der Verfasser möchte, seiner Absicht entsprechend, dem Buche weitere Beiträge zur Grundwasserkunde aus dem vorhandenen und dem weiteren Beobachtungsmaterial recht bald folgen lassen. Körner.

Der Eisenbahnoberbau im Deutschen Reich. Ein Handbuch für Lernende und Lehrer des Eisenbahnwesens. Von Dr.-Ing. Heinrich Saller, Direktor bei der Reichsbahn, Mitglied der Reichsbahndirektion Regensburg. Mit 143 Abbildungen, 2 Zusammenstellungen und 3 Tafeln. Berlin 1928. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn. Preis geb. 15 R.-M.

Der Titel dieses wertvollen Büchleins, das auf etwas über 300 Seiten in kleinem Format einen außerordentlich reichen Inhalt bietet, läßt schon erkennen, zu welchem Zweck sein Verfasser es geschrieben hat und welches Ziel er mit seiner Veröffentlichung verfolgt. Jedes der Eisenbahnnetze, zu denen heute die Deutsche Reichsbahn zusammengeschweißt ist, ging auf dem Gebiete des Oberbaues seine eigenen Wege, die Bildung der Reichsbahn hat zu einer Vereinheitlichung Anlaß gegeben, deren Durchführung wohl noch einige Zeit in Anspruch nehmen dürfte. Unter diesen Umständen ist es im jetzigen Zeitpunkte von besonderem Wert, ein Buch zu besitzen, das in gedrängter Form den Eisenbahnoberbau im Deutschen Reich beschreibt, das also Lernende und Lehrer in den Stand setzt, sich über die einschlägigen Fragen zu unterrichten oder über sie, wenn Zweifel bestehen, das Gedächtnis aufzufrischen, ohne daß sie im Organ für die Fortschritte des Eisenbahnwesens und in den anderen Fachschriften auf diesem Gebiete nachzuschlagen brauchten, wo sie die Einzelheiten mit Mühe zusammensuchen müßten. Ein solches Buch liegt hier vor uns. Der Name des Verfassers, aus seinen zahlreichen Veröffentlichungen der Fachwelt wohlbekannt, bürgt schon allein für den Wert seines Inhalts, und dasselbe tut der Name des Verlags in bezug auf die nicht nur gute, sondern auch gefällige Ausstattung.

Es kann nicht die Aufgabe einer Buchbesprechung sein, den Inhalt des besprochenen Buches, wenn auch noch so kurz, wiederzugeben; in dieser Beziehung ist vielmehr zu sagen: Nimm und lies selbst! Reicher Gewinn wird für den Lesenden die Folge sein, gleichviel ob er Anfänger ist, der sich mit Hilfe des „Saller" auszubilden wünscht, oder ob er ein erfahrener Fachmann ist, dem in dem Buch das, was er — zuweilen unbewußt — im Schatze seiner Erfahrungen besitzt, einmal planmäßig geordnet vor Augen geführt wird.

Das Sallersche Werk behandelt nur das „glatte" Gleis, von der Besprechung der Weichen sieht es aus wohlerwogenen Gründen ab. Für dieses Gebiet ist der Fachmann noch auf das ebenso wertvolle Buch von Dr.-Ing. Bloß, Oberbau und Gleisverbindungen in Otzens Handbibliothek für Bauingenieure angewiesen, doch ist zu erwarten, daß, wenn die einschlägigen Fragen erst geklärt sind, auch Saller dieses Gebiet noch behandeln wird, und die dann vorliegenden drei Bücher über den Oberbau werden ein wertvolles Rüstzeug für den Fachmann auf einem Gebiet sein, das in der letzten Zeit sowohl technisch wie in bezug auf die Wirtschaftlichkeit von neuen Gesichtspunkten aus betrachtet wird. Wernekke.

Der neuzeitliche Straßenbau. Herausgegeben von Dr.-Ing. ehr. Hentrich. Teil IV, Betonstraßen. Von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel. 152 S. mit 175 Abbild. Halle 1928. Verlag von Wilhelm Knapp. Preis brosch. 8,60 R.-M., geb. 10,50 R.-M.

Ausgehend von der geschichtlichen Entwicklung des Betonstraßenbaues, behandelt Verfasser die Vor- und Nachteile der Betonstraßen, ihre Anlage im Aufriß und Grundriß und in einem Hauptabschnitt Querschnitt und Konstruktion, wobei die amerikanische einschichtige Bauweise mit Recht auch für Deutschland empfohlen wird. Eingehend werden die Fugenanordnung und der Bauvorgang in neun Abschnitten besprochen und der maschinellen Herstellung sowie der Baustoff-Frage breiter Raum gewährt. Von den Sonderbauweisen sind nähere Angaben nur über den Soliditit- und den Rhoubénite-Beton zu finden, während andere Bauarten weggelassen sind, die zum Verständnis der Entwicklung des Betonstraßenbaues besser erwähnt worden wären, auch wenn es sich um keine endgültig bewährten Verfahren handelte. Den wichtigen Unterhaltungsarbeiten widmet Verfasser das vorletzte Kapitel, um dann mit einer Übersicht der Ausführungen seit 1925 zu schließen. Im Anhange sind die bekannten Merkblätter abgedruckt.

Das Buch gibt einen guten und vollständigen Abriß des Betonstraßenbaues. Wenn etwas vermißt wird, so ist es die kritische Behandlung der Bewährung von Betonstraßen im gebirgigen und im flachen Lande und der tatsächlich ausgeführten Strecken, die dem bauenden Fachmanne noch manchen Fingerzeig dafür hätte geben können, wie Mißerfolge zu vermeiden sind. Dr.-Ing. Speck.

Jahrbuch der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen 1927. DIN A 5, VIII + 272 S. mit 41 Abb., 1 Bildnis und 5 Tafeln. Berlin NW 7 1928. VDI-Verlag G. m. b. H. Preis steif brosch. 12 R.-M.

Die vorliegende dritte Ausgabe des Jahrbuches der D. G. f. B. hat sich dieselben Aufgaben gestellt wie die bisher erschienenen beiden Bände[1]); sie will Übersichten über die Entwicklung einzelner Zweige des Bauingenieurwesens und ferner Zusammenstellungen verschiedener Art bringen, die bisher nicht veröffentlicht sind und dem Leser wertvollen Stoff bieten, den er sonst nur mit großem Zeit- und Arbeitsaufwand auffinden könnte. So hat Prof. Dr.-Ing. Pirath, Stuttgart, die wichtigsten baulichen und betrieblichen Neuerungen im Eisenbahnwesen, Prof. Dr.-Ing. Werkmeister, Dresden, die Fortschritte in der Vermessungskunde eingehend behandelt. Die von Prof. Dr. Garbotz, Berlin, verfaßte Zusammenstellung der neuesten Geräte im Baumaschinenwesen trägt dem gegenwärtigen Interesse des Bauingenieurs und der Bauindustrie gebührend Rechnung. Direktor R. Hammacher, Berlin, berichtet recht anschaulich über die Praxis des deutschen Eisenbaues und beleuchtet dabei besonders die Unterschiede zwischen deutschen und amerikanischen Eisenbauwerkstätten. Der von der D. G. f. B. eingesetzte Arbeitsausschuß für Winddruckuntersuchungen veröffentlicht einen Bericht über die Frage der Berücksichtigung des Windes im Bauwesen; die darin entwickelten Gesichtspunkte dürften nicht ohne Einfluß auf die amtlichen Bestimmungen bleiben.

Einen großen Raum — 72 Druckseiten — nimmt die Wiedergabe einer gemeinsamen von der D. G. f. B. und der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau durchgeführten Statistik des deutschen Landstraßenbaues der beiden letzten Jahre ein; diese technisch recht interessante Aufstellung wird von Geh.-Rat Prof. Dr.-Ing. ehr. Brix eingeleitet durch einen kurzen Bericht über die neuen Versuchsstraßen.

Es folgt dann das übliche ausführliche Mitgliederverzeichnis der D. G. f. B., woran sich eine Zusammenstellung und kurze Beschreibung der im Jahre 1926 und (bis Herbst) 1927 vollendeten oder doch wesentlich geförderten rd. 300 größeren deutschen Ingenieurbauten schließt.

Das neue Jahrbuch sollte wegen seines wertvollen Inhaltes in der Handbücherei jedes Bauingenieurs, jeder Baubehörde und Bauunternehmung zu finden sein. Ls.

Grundwasserkunde. Von Prof. Dr. W. Koehne, Referent für Grundwasserkunde an der Preuß. Landesanstalt für Gewässerkunde im Ministerium für Landwirtschaft, Domänen und Forsten. 291 S. mit 100 Textabbild. Stuttgart 1928. E. Schweizerbert'sche Verlagsbuchhandlung (Erwin Nägele) G. m. b. H. Preis brosch. 16,50 R.-M., in Leinen geb. 18 R.-M.

In der Grundwasserfrage überschneiden sich die Belange der Tiefbau-Ingenieure, der Wasserwerke und der Landwirtschaft oft in empfindlichster Weise, fast jeder Eingriff in bestehende Grundwasserverhältnisse äußert sich zu Nutz oder Schaden der Anlieger. Die Wirkung eines solchen Eingriffs vorauszusehen, ist nur an Hand der Grundwasserkunde möglich.

Dieses Teilgebiet der Ingenieur-Wissenschaft wird in dem vorliegenden Buche von berufener Seite in anschaulicher und gründlicher Weise behandelt; es wird zunächst die Wesensart des Grundwassers, sein Entstehen, seine Bedeutung geschildert, ferner seine geologischen Grundlagen; es folgt die Aufführung der wichtigeren hydraulischen Formen sowie einiger bemerkenswerter Großbeispiele, ferner die Schilderung der Meßverfahren und der Organisation der Untersuchungen (die Erwähnung des Zunkerschen Temperatur-Meßverfahrens zur Bestimmung der Sickerwasserverluste in Kanäle wäre hier meines Erachtens wünschenswert gewesen). Den abschließenden Teil bilden die Kapitel über landwirtschaftliche Gewässerkunde, über Wasserversorgung und industrielle Entnahmen aus dem Grundwasser sowie über die volkswirtschaftliche Bedeutung des unterirdischen Wassers.

Obwohl die landwirtschaftlichen Fragen bei der überragenden Wichtigkeit des Grundwassers für die Landwirtschaft im Vordergrunde stehen, so ist doch die Gesamtheit der Grundwasserfragen in so glücklicher Weise und unter großen Gesichtspunkten behandelt, daß jeder Grundwasser-Ingenieur, der das Buch zur Hand nehmen wird, Nutzen und Genuß haben wird. Joachim Schultze.

Von der Bewegung des Wassers und den dabei auftretenden Kräften, Grundlagen zu einer praktischen Hydrodynamik für Bauingenieure. Nach Arbeiten von Staatsrat Dr.-Ing. ehr. Alexander Koch, seinerzeit Professor an der Technischen Hochschule zu Darmstadt, herausgegeben von Dr.-Ing. ehr. Max Carstanjen. Mit 331 Abbild. im Text und auf 2 Tafeln sowie einem Bildnis. Berlin 1926. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 28,50 R.-M.

Wer Gelegenheit hatte, Alexander Koch in seiner Versuchsanstalt an der Technischen Hochschule in Darmstadt arbeiten zu sehen und ihn über seine hydrodynamischen Arbeiten sprechen zu hören, der hegte den lebhaften Wunsch, daß dieser erfahrene Altmeister der Wasserbaukunst Gelegenheit haben möge, seine Lebensarbeit der Nachwelt in gedruckter Form zu hinterlassen. Es war anders bestimmt. Die so scharf blickenden Augen des Forschers schlossen sich, ehe das Werk vollendet war, ehe er es selbst für die Veröffentlichung reif hielt.

Um so verdienstvoller ist es, daß sein langjähriger Mitarbeiter und Freund Max Carstanjen, Direktor und Leiter des Eisenwasserbaues bei der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg (M. A. N.), sich entschlossen hat, die ihm aus zahlreichen Gutachten bekannten und zugänglichen Arbeiten Kochs zusammenzufassen und der technischen Welt zu übergeben.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 54, S. 772; 1927, Heft 13, S. 207.

Das vorliegende Werk stellt daher weniger ein geschlossenes Ganzes dar, als vielmehr eine Auswahl derjenigen Forschungsgebiete, mit denen Koch sich vorwiegend beschäftigte und für die er teilweise neue Gedankengänge und Grundlagen für weitere Forschungen angegeben hat.

Als Grundgedanke der Kochschen Arbeiten tritt hervor, daß die rein mathematisch-physikalische Hydrodynamik mit den Eulerschen Grundgleichungen usw. dem praktischen Bauingenieur wenig genügen kann, weil sie oft von den Beobachtungen in der Natur erheblich abweicht, und daß es daher erforderlich ist, an Stelle der mathematischen Hydrodynamik und der empirischen Hydraulik eine einfache anschauliche und praktische Hydrodynamik zu schaffen.

In sieben Abschnitten werden von der Wasserbewegung behandelt: die Grundlagen, das Arbeitsvermögen, weitere Hilfsmittel, die Bewegungslehre, Strömungsarten und Strombilder, Ausfluß aus Wandöffnungen und wandernde Wellen.

Ein Anhang bringt Versuche aus dem Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule zu Darmstadt, die durch sehr gute Abbildungen trefflich erläutert werden.

Im ganzen stellt das Buch ein wichtiges Forschungsmaterial für den praktisch tätigen Wasserbauingenieur zur Bereitschaft, das weiter auszubauen eine hohe Aufgabe der verschiedenen Versuchsanstalten sein wird. Zugleich aber ist es ein ehrendes Denkmal für die Forschertätigkeit, das umfassende Wissen und die reiche Erfahrung Alexander Kochs. Sein Studium kann allen wissenschaftlich arbeitenden Bauingenieuren warm empfohlen werden. Die Ausstattung des Buches ist ausgezeichnet.
F. W. Otto Schulze, Danzig.

Abwasser-Hauskläranlagen. Die in Deutschland angewandten Systeme und ihre Wirkungsweise. Von Regierungs- und Baurat Dr.-Ing. Wilh. Teschner. 31 S. mit 50 Textabb. Berlin 1928. Kommissionsverlag M. Teschner. Preis geh. 2,50 R.-M.

Seit dem Einsetzen der Nachkriegsbautätigkeit werden die neuen Wohnungsbauten meist in kleineren geschlossenen Siedlungsgebieten errichtet, die außerhalb der mit Zentralkanalisation ausgerüsteten Stadtgebiete liegen. Anderseits ist aber das Bedürfnis nach Benutzung der hygienischen Fortschritte der Reinwasserbelieferung der einzelnen Wohnungen selbst und ihrer Wasserspülaborte und damit die Nachfrage nach Abwasser-Kläranlagen außerordentlich stark gestiegen.

Es hat sich infolgedessen eine große Sonderindustrie für einbaufertig hergestellte Abwasser-Hauskläranlagen entwickelt, deren Erzeugnisse sich nur auf Grund von Sonderfachkenntnissen in der Klärtechnik beurteilen lassen. Leider verfügen wir nur über ein spärliches Schrifttum für dieses neue Sondergebiet, und die in den Fachzeitschriften veröffentlichten Aufsätze sind zudem häufig von den Fabriken beeinflußt.

Bei dieser Sachlage hat sich der Verfasser ein unbestrittenes Verdienst dadurch erworben, daß er in seinem neuen Büchlein mit Erfolg versucht hat, die in Deutschland angewandten Bauarten der Hauskläranlagen zusammenzustellen und unter rein sachlichem Hinweis auf ihre Vorzüge und Nachteile kurz, aber anschaulich, auch hinsichtlich ihrer Wirkungsweise zu erläutern; dabei hat er grundsätzlich vermieden, die einzelnen Bauarten und Verfahren gegeneinander zu bewerten. Von den mechanischen Vorkläranlagen sind 24 Systeme, von den biologischen und chemischen Nachkläranlagen 7 Verfahren erörtert.

Es ist auf diese Weise ein brauchbarer Wegführer für Siedlungsarchitekten und Hochbauunternehmer entstanden, der auch den amtlichen Prüfungsstellen für Abwasser-Kläranlagen nicht ohne Nutzen sein dürfte. Wir können das billige und anspruchslose, aber inhaltreiche Büchlein allen Interessenten bestens empfehlen. Ls.

Eisenbeton-Zahlentafeln. Von Weese. 4. Auflage. Teil I. Biegungsmomente und Querkräfte. Selbstverlag Kirchmöser (Havel)-Werk. Preis geh. 24 R.-M.

Die Weeseschen Zahlentafeln sind völlig neu bearbeitet worden, um in Übereinstimmung zu den Deutschen Eisenbeton-Bestimmungen 1925 zu kommen. Der gesamte Stoff wurde in fünf Teile zerlegt. Mit dem Erscheinen des Teiles I ist die neue (vierte) Auflage abgeschlossen. Der Teil I behandelt Biegungsmomente und Querkräfte. Die Tafeln 1 und 2 enthalten für $\sigma_b = 8$ bis 70 und die Eisenspannungen $\sigma_e = 800$ bis 1500 kg/cm² die Festwerte zur Berechnung einfach bewehrter Rechteckquerschnitte. Es folgen dafür in Tafeln 3 bis 9 die Größen M, f_e und z auf 100 cm Breite bei Nutzhöhen von 4,5 bis 98 cm. Die gleichen Angaben unter Annahme der Grenzspannungen bringen für $h = 4{,}5$ bis 180 cm die Tafeln 10 und 11. Momente, Bewehrungen und zulässige Querkräfte der Plattenbalken mit Plattenstärken $d = 8$ bis 20 cm finden sich in den Tafeln 12 bis 28. Der Doppelbewehrung gelten die Tafeln 29 bis 31. Endlich sind am Schlusse Rundeisentafeln gegeben und zur Ermittlung der Schubbewehrung die Kräfte, die unter 45° aufgebogene Schrägeisen und senkrecht stehende Bügel aufnehmen können.

Als Schönheitsfehler empfinde ich, daß an manchen Stellen Zahlenangaben vorhanden sind, die nach den Deutschen Eisenbeton-Bestimmungen unbrauchbar sind, weil die zulässigen Beanspruchungen überschritten sind. Z. B. ist für Platten von weniger als 10 cm Stärke σ_b höchstens 45 kg/cm² zugelassen, während Tafel 3 dafür Angaben bis zu $\sigma_b = 70$ enthält.

Sonst ist Teil I als gediegene, auf großer Sachkenntnis beruhende Arbeit zu begrüßen. Die 4. Auflage wird sicherlich in der Praxis und bei den Baupolizeibehörden freudige Aufnahme finden. Wir können das Buch lebhaft empfehlen, weil es geeignet ist, oft wiederkehrende Rechnungen zu vereinfachen und abzukürzen. B. Löser, Dresden.

Arbeitsrecht. Von Oberlandesgerichtsrat C. Schaeffer, Regierungsrat Dr. W. Scheerbarth und Studienrat W. Herschel. 7. bis 14. Auflage. (Grundriß des privaten und öffentlichen Rechts sowie der Volkswirtschaftslehre, 19. Band.) 240 S. Leipzig 1928. Verlag von C. L. Hirschfeld. Preis kart. 5,50 R.-M.

In dem vorliegenden Bande finden sich die in der letzten Zeit auf dem Gebiete des Arbeitsrechtes herausgekommenen wichtigen Gesetzesänderungen und Gerichtsentscheidungen abschließend berücksichtigt. Auch im übrigen ist die Darstellung des genannten Rechtsgebietes erheblich vertieft, so daß das Buch gegenüber den früheren Auflagen als ein vollständig neues Werk erscheint.

Bei der in zahlreichen Gesetzen niedergelegten Regelung des Arbeitsrechtes dürfte es besonders schwierig sein, dieses bedeutsame Rechtsgebiet für die Anwendung in knapper Form, aber doch klar und zuverlässig darzustellen. Die Verfasser haben jedoch ihre Aufgabe trefflich gelöst und das gesamte Arbeitsrecht übersichtlich und kurz, aber erschöpfend wiedergegeben. Trotz der Beschränkung des Buches auf nur 240 Seiten scheint keine für das Studium oder die praktische Benutzung wesentliche Vorschrift übersehen zu sein.

Das Buch füllt eine empfindliche Lücke des neueren Fachschrifttums aus, denn ein Werk dieser Richtung, dem ähnliche Vorzüge eigen sind, fehlte bisher. Für das Studium des Arbeitsrechtes erscheint daher das Werk unentbehrlich. Aber auch für den Praktiker des Arbeitsrechtes, für Beamte, für Handel und Industrie, für Gewerkschaftler und andere Interessenten stellt es ein vortreffliches Mittel dar, sich in kurzer Zeit zuverlässig über alle arbeitsrechtlichen Fragen zu unterrichten. L.

Gespannte Wässer. Von Dr.-Ing. Hermann Keller. Mit einem Titelbild und 49 Abb. im Text und auf einer Tafel. Halle (Saale) 1928. Verlag von Wilhelm Knapp. Preis geh. 4,60 R.-M.

In diesem Buch ist das Teilgebiet „Gespannte Wässer" behandelt. Nach einem bis in die ältesten Zeiten menschlicher Kultur zurückreichenden Überblick wird eine Begriffsbestimmung gegeben, auch wird für die verschiedenen Arten gespannter Wässer Entstehung und Wesensart geschildert. Es folgen die Ableitung der Ergiebigkeitsgesetze und die Schilderung der auf die Ergiebigkeit einwirkenden Einflüsse (Undichtigkeiten im Rohr, Beimengung zum Wasser, Spiegelschwankungen benachbarter Gewässer usw.), ferner einige zahlenmäßige Beispiele. Den Schluß bildet eine Darstellung der Rechtsverhältnisse.

Die durch zahlreiche Abbildungen erläuterte Schrift setzt gewisse Vorkenntnisse voraus. Sie gibt einen gründlichen Überblick über das, was die Wissenschaft über das behandelte Teilgebiet weiß, und läßt gleichzeitig erkennen, welche Probleme noch der Forscherarbeit harren; wichtig ist der Hinweis auf die Lückenhaftigkeit unserer Wassergesetze, die dringend der Ergänzung bedürfen.

Jedem hydrologisch interessierten Ingenieur, vor allem dem Wasserversorgungs-Ingenieur ist das Buch warm zu empfehlen.

Dr.-Ing. Joachim Schultze.

Eingegangene Bücher.

Handbuch der Bauleitung. Von K. Bux. 105 S. mit Abb. Berlin 1928. Willy Geißler Verlag. Preis geh. 2,50 R.-M.

Probleme des Bauens. Herausgegeben von Dr.-Ing. Fritz Block, Architekt B.D.A. 215 S. mit Abb. Potsdam 1928. Müller & Kiepenheuer Verlag. Preis in Lbd. 14 R.-M.

100 Jahre Bauen und Schauen. Von Ministerialrat Dr. phil. F. Hirsch. Lieferung 1. Karlsruhe i. B. Badenia A.-G. für Verlag und Druckerei. Seiten 1 bis 48, Abb. 1 bis 16. Preis 4 R.-M.

Wissenschaft und Wirtschaft. Bd. 2. **Neuzeitlicher Straßenbau.** Bericht über den Straßentag in Troppau 1927 des Vereins deutscher Ingenieure Troppau. Von Baurat Ing. A. Kühnel. Brünn 1928. Verlag des Hauptvereins deutscher Ingenieure in der Csl. Republik. 78 S. Preis 17 Kč.

Merkblatt für den Bau von Betonstraßen. 11 S. **Merkblatt für die Unterhaltung von Betonstraßen.** 4 S. **Vorläufiges Merkblatt für Oberflächenasphaltierung im Heißverfahren.** 6 S. Charlottenburg 1928. Verlag der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Preis je 0,20 R.-M.

Vorläufige Richtlinien über die Anlage von Radfahrwegen. Ausgearbeitet vom Ausschuß „Verkehrsregelung" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau. Charlottenburg 1928. Selbstverlag der Studa. Preis 0,20 R.-M.

Tabellen zur Querschnittsbemessung von Holzbalken mit Beispielen für Bau- und Zimmerermeister und verwandte Berufe. Von A. Ilkow, Zivilingenieur. 24 S. Wien 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 1,80 R.-M.

Eidgenössische Materialprüfungsanstalt der E. T. H. in Zürich. Bericht Nr. 25. Kritische Untersuchungen über die Bestimmung des Kohlenoxydes. Von P. Schläpfer und E. Hofmann. Sonderabdruck aus dem Monats-Bulletin des Schweiz. Vereins von Gas- und Wasserfachmännern 1927. 34 S. mit 16 Abb. Zürich 1928. Fachschriften-Verlag u. Buchdruckerei A.-G.

Reichsverein der Kalksandsteinfabriken E.V. **Vom Werdegang des Kalksandsteins.** Von Ingenieur B. Krieger. 22 S., 2 Abb. Berlin 1928. Verlag der Tonindustrie-Zeitung. Preis 1 R.-M.

Der gewebelose gußeiserne Rohrbrunnen. Thiemscher Ringfilterbrunnen für Wasserwerke II. Von Dr.-Ing. G. Thiem. 13 S. mit 3 Abb. Leipzig 1928. Alfred Kröner Verlag. Preis geh. 0,50 R.-M.

Der Landwirtschaftliche Nutzbau. **Frühbeetkästen.** Von Dr.-Ing. Riepert. 31 S., 14 Abb. Charlottenburg 1928. Zementverlag G. m. b. H.

Wissenschaft und Wirtschaft. Bd. 3. Vorträge der VI. Ingenieur-Tagung, Prag, Pfingsten 1927. Zusammengestellt von der Vereinsleitung des Hauptvereins deutscher Ingenieure in der Csl. Republik. Brünn 1927. Verlag des Hauptvereins deutscher Ingenieure in der Csl. Republik. 229 S. Preis 32 Kč.

Der technische Zeichner. Von L. J. Kaiser. 63 S. mit Abb. Berlin 1928. Beuth-Verlag. Preis 2,50 R.-M.

Temperaturerscheinungen am Mauerwerk. Von E. Stadelmann, Ingenieur, Zürich (Sonneggstr. 21). 8 S. mit 12 Abb. Sonderdruck aus dem „Hoch- und Tiefbau". Zürich 1928. Selbstverlag des Verfassers. Preis 2 Schw. Fr.

Die 4. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau findet vom 20. bis 22. Juni in Dresden statt. Am 21. Juni werden ab vorm. 10^{30} Uhr im Konzertsaale des Ausstellungspalastes, Lennéstraße 3, sechs Fachvorträge gehalten; Vortragende sind Beigeordneter Dr. Heymann, Prof. Obst, Staatssekretär z. D. Prof. Dr. Hirsch, Oberregierungsrat a. D. Dr.-Ing. Rappaport, Prof. Langer und Ministerialrat Dr.-Ing. Speck.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Die Nietverbindungen in Brücken aus hochwertigen Stählen. Zu diesem Aufsatze von Herrn Dr.-Ing. Schaechterle in der „Bautechnik" 1928, Heft 7 u. 8 seien mir im folgenden einige Bemerkungen gestattet.

Die Überschreitung der Streckgrenze in einem Stab und einem Nietanschluß bedeutet etwas Grundverschiedenes: Wird in einem Stab die Streckgrenze erreicht, so tritt in einem ganzen Querschnitt, meistens wohl im schwächsten, ein starkes Fließen des Stabmaterials ein. Hierdurch wird dieser Querschnitt verkleinert und geschwächt und bereitet so den Bruch vor. Ganz anders liegen die Verhältnisse in einer Nietverbindung. Ist die Reibung überwunden, so legt sich der rauhe Nietschaft gegen die rauhe Lochwandung. Bevor Nietschaft und Lochleibung satt zum Tragen kommen, wird die beim Erhitzen des Nietes angezunderte oberste Schicht des Schaftes zur Seite gedrückt und werden die beiderseitigen Unebenheiten ausgleichend verquetscht, wobei sowohl im Nietschaft als auch an der Lochwandung die Fließgrenze überschritten wird. Diese Überschreitung tritt aber nur örtlich auf und wirkt sich anders aus als im Stabe. Sie schwächt die Verbindung nicht und ist Voraussetzung dafür, daß die Niete vollwertig zum Tragen kommen. Naturgemäß finden diesem Vorgang entsprechende Gleitbewegungen zwischen den einzelnen miteinander verbundenen Teilen statt. Sie sind um so größer, je mehr Kraft vom einzelnen Niet aufgenommen wird, und tragen dazu bei, daß die Gesamtkraft sich besser auf die einzelnen Niete verteilt. Sie sind auch ohne Belang in allen Stäben, die zwar Wechselstäbe sind, bei denen aber die Kraft aus der Gegenrichtung so klein ist, daß der in der Nietverbindung auch nach dem einspielenden Gleiten verbleibende Reibungswiderstand nicht überschritten wird. Erfährt z. B. ein Stab aus einer Richtung die Größtkraft von 1000 t, und ist er hierfür bemessen und angeschlossen, erhält er ferner aus der Gegenrichtung 100 t, so sind diese 100 t wohl nicht in der Lage, die Reibung in der Nietverbindung zu überwinden. In gewissem Sinne ist ja jede Nietverbindung in einer Brücke Wechselkräften ausgesetzt insofern, als die Brücke durch die Verkehrslast in ihren Teilen um so mehr zum Schwingen gebracht wird, je unmittelbarer die Teile den Einflüssen der rollenden Last ausgesetzt sind. Diesen Schwingungseinflüssen ist der Reibungswiderstand als Stoßdämpfer vorgeschaltet. Solange der Reibungswiderstand diese Schwingungseinflüsse und die Größtkraft aus der Gegenrichtung auffängt, hat das durch die Aufnahme der größten Stabkraft eingetretene Fließen der Nietverbindung keine schädlichen Wirkungen für deren Bestand, Sicherheit und Festigkeit, und die entsprechende Sicherheit gegen Bruch genügt. Wie groß die Sicherheit in solchen durch Zufall überbeanspruchten Verbindungen ist, zeigt die Mitteilung von Pilder in der „Bautechnik" 1925, Heft 10, S. 115.

Eine wesentliche Erhöhung der Sicherheit in den Nietverbindungen liegt darin, daß die neuen Vorschriften zur Erfassung der Stoßwirkung die Stoßziffer φ vorsehen. Stoßwirkungen verlieren sich in demselben Maße, wie sie elastische Konstruktionselemente durchlaufen müssen. Es ist daher unwahrscheinlich, daß sie sich bis zur Beanspruchung der Lochwandungen in den Nietverbindungen beispielsweise der Hauptträger und Querträgeranschlüsse durchfinden. Tun sie dies nicht, so erhöht der Faktor φ die rechnungsmäßige Sicherheit dieser Verbindungen mit seinem vollen Wert. Ich verweise hier auf die Äußerung von Herrn Dipl.-Ing. Bruno Kunze, Danzig, zu dem in der „Bautechnik" 1927, Heft 46 veröffentlichten Aufsatze von Herrn Oberbaurat Weidmann, München, „Versuche über den zulässigen Lochleibungsdruck in Nietverbindungen" und ihre Beantwortung, beides in der „Bautechnik" 1928, Heft 7.

Die von Herrn Schaechterle in der Einleitung seines Aufsatzes gebrachte Abb. 2 stellt das Ende eines Fahrbahnträgers nach seiner Loslösung von dem Querträger dar. Augenscheinlich handelt es sich um eine sehr alte Brücke, und unter den neuen gesteigerten Betriebslasten ist man sicherlich mit der Beanspruchung bis an die äußersten Grenzen gegangen, die man bezüglich der Beanspruchungen, namentlich auf Lochleibungsdruck, beim Nachrechnen alter Brücken zugelassen hat. Ich möchte aber bezweifeln, daß diese weitgehenden Zerstörungen der Anschlußlöcher im Rahmen der rechnungsmäßig zulässigen Spannungen erreicht worden sind. M. E. liegen ihnen andere Ursachen zu Grunde:

1. Es handelt sich um eine unzweckmäßige Konstruktion, weil der Anschluß jedenfalls ohne Kontinuitätsband über oder durch die Querträger ausgeführt ist.
2. Die Form der ausgeschlagenen Löcher läßt darauf schließen, daß diese nicht gepaßt haben und daß kaum alle Niete zum Tragen gekommen sind. Eine solche Arbeit darf aber heute nicht mehr vorkommen. Den neuen höheren Beanspruchungen muß natürlich eine durch entsprechend gesteigerte Sorgfalt bei der Arbeit am Zeichentisch, in der Werkstatt und auf der Baustelle erhöhte Güte der Konstruktionen gerecht werden. Dies ist erreicht durch die entsprechenden Ansprüche der Abnahme.
3. In nicht passende Löcher kann man aber einwandfreie Niete nicht einziehen, so daß jedenfalls die Güte der Nietung zu wünschen übrig gelassen hat.

Längsträgeranschlüsse sind vielleicht die schwierigsten in einer Brücke, einmal wegen ihrer Beanspruchung fast unmittelbar durch die rollende Last und sodann wegen ihrer Lage, die die Nietarbeit auf der Baustelle immerhin erschwert. Es kommt hinzu, daß die Längsträger durch ihre Anschlüsse mehr oder weniger kontinuierlich sind, so daß in diesen Anschlüssen an die Querträger Wechselmomente auftreten, die in den Anschlußnieten, sowohl denen in Richtung der Brückenachse als auch denen senkrecht zur Brückenachse, Zugspannungen erzeugen, wenn man die Wechselmomente nicht in anderer Weise aufnimmt. Aus diesem Grunde sehen die neuen Vorschriften vor, daß, wenn irgend möglich, die Obergurte benachbarter Längsträger mittels Kontinuitätsbänder über oder durch die Querträger hindurch verbunden werden. Ist dies nicht möglich, so ist die Zahl der Anschlußniete um 20% zu erhöhen, was gleichbedeutend ist mit einer entsprechenden Herabsetzung der Beanspruchung auf Scheren und Lochleibungsdruck. In einem derartig ausgebildeten und sorgfältig gearbeiteten Anschluß dürften solche Zerstörungen, wie sie Abb. 2 zeigt, bei den neuen Beanspruchungen nicht auftreten. Um ganz sicher zu gehen, könnte man allenfalls zur Aufnahme der im Querträgeranschluß auch auftretenden positiven Momente die Untergurte der Längsträger gleichfalls durch Kontinuitätsbänder verbinden, was in vielen Fällen möglich ist. Dann ist sichergestellt, daß alle Anschlußniete von achsialen Beanspruchungen freibleiben.

Jede Gleitbewegung in einer Nietverbindung ist unerwünscht. Vorläufig noch bleibt es aber bedenklich, deshalb auf Schweißverbindungen zurückzugreifen. Man würde dann auf einen der Hauptvorteile, den nur die Eisenbauweise bietet, verzichten, daß man nämlich genau weiß und kontrollieren kann, welche Mindestkräfte die Anschlüsse unter allen Umständen aufnehmen können, und daß man durch Auswechseln etwa schadhafter Niete die Verbindungen immer wieder in die Lage bringen kann, diese Mindestkräfte mit Sicherheit aufzunehmen. Man kann also die Güte einer Nietung auch im fertigen Bauwerk noch laufend überwachen und in Ordnung halten. Das ist bei Schweißverbindungen nicht der Fall. Es muß aber schon etwas sehr Gutes, Wirtschaftliches und Zuverlässiges sein, was wir nach eingehender Prüfung an die Stelle unserer Nietverbindungen setzen. Da wir dies zurzeit noch nicht haben, müssen wir uns darauf beschränken, unsere Nietverbindungen nach Möglichkeit noch zu verbessern. Herr Schaechterle führt mehrere Möglichkeiten an. Er empfiehlt z. B. nach den Erfahrungen von Kesselfabriken, den Unterschied zwischen den Durchmessern des Rohnietes und des Nietloches gegenüber den Bedingungen der DI-Normen zu vermindern. Ich bin in meinem Betriebe so weit, daß ich mit folgenden Maßen auskomme:

Rundeisen	Rohniet	Lochdurchmesser
18,8 mm	19,3 mm	20 mm
21,8 „	22,3 „	23 „
24,8 „	25,3 „	26 „

Dieser Unterschied von 0,7 mm zwischen Rohniet und Lochdurchmesser dürfte allerdings, namentlich mit Rücksicht auf die Baustellennietung, das äußerste Maß darstellen. Es empfiehlt sich, zur Erzielung glatter Löcher beim Aufreiben viel Öl zu verwenden und nach dem Aufreiben die Löcher auf beiden Seiten etwas zu versenken und zum Entfernen etwaiger Spänchen durch das Nietloch durchzuputzen.

Von Bedeutung ist ferner, daß man die Eisen bei der Erwärmung zur Herstellung des Nietes und zum Einziehen des Nietes sehr sorgfältig behandelt. Die Erwärmung geschieht am besten und schonendsten, wenn man den Niet bezw. das Eisen mit Flammen nicht unmittelbar in Berührung kommen läßt, wie dies in Öfen mit Öl- und Gasfeuerung möglich ist. Zunder tritt dabei, auch bei Si-Stahl, nur wenig auf, weshalb die Reichsbahn auch die Erwärmung im Gasofen empfiehlt. Besonders wichtig ist das vollständige Entfernen des Zunders von dem erhitzten Niet vor dem Einziehen. Man sollte erwägen, dies etwa durch schnell umlaufende, elektrisch angetriebene Stahldrahtbürsten unmittelbar vor dem Einziehen vornehmen zu lassen. Fast glaube ich, daß man dann den Unterschied zwischen Rohniet und Lochdurchmesser noch weiter vermindern kann.

Weiter muß der Niet über seine ganze Länge, einschließlich des Setzkopfes, hellrot erwärmt und gar sein, wobei zweckmäßig der Setzkopf etwas wärmer ist als das Stauchende, damit die Staucharbeit sich durch das etwas weniger warme und darum festere Material des Stauchendes bis unmittelbar an den Setzkopf auswirkt, was ganz besonders wichtig ist bei langen Nieten. Der hellrote Setzkopf paßt sich der Eisenoberfläche auch besser an und hält den Schaft etwas länger warm. Ist der Niet auf seine ganze Länge warm, so wird das achsiale Schrumpfmaß und damit die Pressung zwischen den verbundenen Eisenteilen und der Reibungswiderstand größer. Man muß aber den Niet genügend lange dem Schließdruck aussetzen oder mit dem Hammer bearbeiten, damit er hinreichend kalt ist, wenn er allein die Pressung übernimmt.

Es ist bekannt, daß die beste Nietung die mit der Presse ist, solange man nicht mit zu hohen Schließdrücken arbeitet. Wenn man aber bedenkt, daß die wichtigsten Niete, die in den Anschlüssen, meistens auf der Baustelle geschlagen werden müssen und außerdem wegen ihrer Lage mit der Presse nicht zu erreichen sind, so ergibt sich, daß wir mit der Güte so geschlossener Niete in den Anschlüssen nicht rechnen dürfen. Diese Niete werden heute wohl durchweg mit dem Preßlufthammer geschlagen. Diese Preßlufthämmer müssen möglichst schwere Schlagkolben und möglichst leichte Döpper haben, damit die Schläge im Interesse einer kräftigen Staucharbeit gut durchziehen.

Schließlich möchte ich zwei Vorschläge wiederholen aus meiner Veröffentlichung „Die bisherigen Anschlüsse steifer Fachwerkstäbe und ihre Verbesserung“ [1]). Der eine läuft darauf hinaus, daß man die Niete in kaltem Zustande dornartig mit Kraftanstrengung bis an den Setzkopf in die Nietlöcher hineintreibt, so daß sie bereits kalt das Nietloch schließend füllen. Jetzt werden die Niete elektrisch erwärmt und geschlossen. Die Herstellung derartiger Versuchstücke hat keine Schwierigkeiten gemacht; die Zerreißergebnisse waren sehr befriedigend. Immerhin dürften sich der Einführung dieses Verfahrens in größerem Umfange Schwierigkeiten entgegenstellen, weil die elektrische Erhitzung dieser Niete in der Konstruktion, z. B. in großen, schwer zugänglichen Knotenpunkten, nicht ganz leicht ist. Es ist auch zu erwarten, daß bei größeren Nietbildern und rascher Reihenfolge im Nieten zu viel Wärme in die Konstruktion ausstrahlt und diese zu stark erhitzt. Vielleicht ist es aber doch zweckmäßig, auch dieses Verfahren im Auge zu behalten. Der andere Vorschlag empfiehlt für die Niete ein Sondermaterial, dessen Eigenschaften außer der Beanspruchung in der Brücke die Behandlung bei der Herstellung und Verarbeitung der Niete mit Sicherheit gut vertragen.

Fruchtbare Arbeit für die Weiterentwicklung der Nietverbindungen kann am besten durch Versuche auf breiter Grundlage, wie auch Herr Schaechterle sie empfiehlt, geleistet werden, und seine Anregung muß man im Interesse unserer Eisenbauweise warm begrüßen, auch wenn man die von ihm behandelten Bedenken nicht teilt. Dörnen.

Berichtigung.

Die Erwiderung des Herrn Reichsbahnrat Hülsenkamp auf unsere Berichtigung in der Nr. 22 der „Bautechnik“ vom 25. Mai 1928 berichtigen wir hiermit erneut auf Grund des § 11 des Pressegesetzes dahin:

1. Es ist nicht wahr, daß Herr Geheimrat Eibner das Verhältnis der Volumina von alter Mennige zu hochdisperser Mennige, falls Herr Reichsbahnrat Hülsenkamp damit das Verhältnis streichfertiger Farben meint, mit 1 : 2,3 ermittelt hat.
2. Die Annahme gleicher Schichtdicke bei den verglichenen Mennigen ist nicht von uns, sondern von Herrn Hülsenkamp gemacht worden. Diese falsche Annahme ist es aber, die Herrn Reichsbahnrat Hülsenkamp zu seinen falschen Schlußfolgerungen führt.
3. Es ist nicht wahr, daß erst jetzt festgestellt wurde, daß die Firma Th. Goldschmidt A.-G., Essen, das Volumenverhältnis auf dem Prospekt mit 1 : 1,5 bezeichnet. Wahr ist vielmehr, daß unsere Gesellschaft von Anfang an auf ihren Prospekten für streichfertige Ware das Verhältnis 1 : 1,5 und für Trockenpulver das Verhältnis 1 : 2,3 angegeben hat.

   Herr Hülsenkamp war in der Lage, sich hiervon zu überzeugen. Er hält bei seinen Schlußfolgerungen diese Zahlen noch immer nicht auseinander.
4. Das von Herrn Geheimrat Eibner untersuchte Material war die von uns in den Handel gebrachte hochdisperse Mennige, die — das liegt im Wesen ihrer Herstellung begründet — in stets gleichmäßiger Kornfeinheit und Reinheit entfällt.

Essen, den 2. Juni 1928. Th. Goldschmidt Akt.-Ges.

[1]) Erschienen 1924 im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn.

Personalnachrichten.

Preußen. Zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt worden sind folgende Regierungsbaumeister (W.): Bahr auf Helgoland (Wasserbauamt in Tönning), Prött in Elbeu (Kanalbauamt in Magdeburg), Radisch in Bülstringen (Kanalbauamt in Neuhaldensleben), Dr.-Ing. Natermann beim Wasserbauamt in Hameln, Detig (beurl.), Fincke beim Wasserbauamt Stralsund-Ost, Hibben und Cowalschky beim Wasserbauamt in Emden, Dettmers beim Wasserbauamt in Harburg a. d. Elbe, Kossina beim Wasserbauamt in Emden, Hahn (beurl. zum Ministerium für Handel und Gewerbe), Lüpkes (beurl.), Fischer beim Wasserbauamt in Celle, Bollmann beim Vorarbeitenamt in Verden a. d. Aller, Breuer (beurl. zum Reichsverkehrsministerium), Erich Dormann beim Wasserbauamt in Eberswalde, Straat bei dem Bauamt für die Oderregulierung in Greifenhagen, Krueger beim Kanalbauamt in Fallersleben, Wagner und Joosten (beide beurl.), Starker in Niederfinow (Neubauamt in Eberswalde), Dr.-Ing. Schiller (beurl. zum Reichsverkehrsministerium) und Tode in Glindenberg (Kanalbauamt in Magdeburg).

INHALT: Bücherschau. — 4. Hauptversammlung der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in Dresden. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Berichtigung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 22. Juni 1928 | Heft 27

Alle Rechte vorbehalten.

Die Buhnenwirkung.

(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig.)

Von Professor Dr.-Ing. **R. Winkel.**

Als Bauelemente einer Flußregelung werden die Buhnen wegen ihrer verhältnismäßig billigen und einfachen Herstellung und wegen ihrer günstigen Wirkung, die sich in straffer Zusammenfassung des Flusses bei niedrigen Wasserständen und in der Steigerung des Geschiebeabtriebes (Sohlenaustiefung) geltend macht, in erster Linie angewandt. Die Buhnen können diese Aufgabe aber nur dann gut erfüllen, wenn die zwischen den Buhnenköpfen am rechten und linken Flußufer verbleibende Abflußbreite, der Abstand der beiderseitigen Streichlinien, sehr sorgfältig ermittelt wurde; ist der Abstand der Streichlinien zu groß, so wird das erstrebte Ziel der Flußregelung nur sehr mangelhaft erreicht, Arbeit und Kostenaufwendungen sind dann fast vergeblich geleistet worden; ist der Abstand der Streichlinien zu eng gewählt worden, so sind sehr unerwünschte und nachteilige Störungen im Abflußvorgange die Folge.

Es ist daher nicht verwunderlich, wenn früher, als die Berechnungsunterlagen noch nicht so zuverlässig waren, dann und wann Mißerfolge bei einer Flußregelung anscheinend vorhanden waren; anscheinend deshalb, weil ein zu starker Eingriff in die Natur eines Flusses zunächst eine Störung des Abflusses schafft, die sich erst in sehr langen Zeiträumen (Jahrzehnten oder Jahrhunderten) wieder in dem Maße verliert, wie der Fluß selbst sein Bett unter dem ihm auferlegten Zwange umgestaltet. Das Urteil über die Wirkung einer Flußregelung wurde in dieser Hinsicht oft zu voreilig abgegeben, wenn sich nicht sofort gleich ein Erfolg zeigte. Als ein Beispiel dafür, wie lange Zeiträume ein Fluß zu einer ihm aufgezwungenen Bettumgestaltung unter Umständen gebraucht, sei der in den Jahren 1746 bis 1753 ausgeführte Durchstich der Oder zwischen Güstebiese und Hohenwutzen-Neu Glietzen genannt. Aus den Gefäll-Brechpunkten im Wasserspiegel und Sohlen-Längsschnitt der Oder auf dieser Strecke läßt sich erkennen, daß auch heutzutage — nach fast zwei Jahrhunderten — noch nicht der endgültige Beharrungszustand erreicht worden ist.

Vor fast 40 Jahren entbrannte eine heftige Fehde gegen die Art der Flußregelung und gegen die Buhne. Nach den Hochwasserjahren 1888 und 1891 wurden in Landwirtschaftskreisen schwere Anklagen erhoben, daß der Ausbau der Ströme fehlerhaft und für die Anlieger nachteilig sei; diese Behauptungen wurden auch im Herrenhause und Abgeordnetenhause vertreten, so daß am 22. April 1891 ein „Ausschuß zur Untersuchung der Wasserverhältnisse in den der Überschwemmungsgefahr besonders ausgesetzten Flußgebieten“ gebildet wurde, in dem neben Fachleuten auch besonders diejenigen als Mitglieder eingesetzt wurden, die gegen die bisherige Bauweise lebhaft Klage geführt hatten. Er hatte über die Frage zu entscheiden: „Welches sind die Ursachen der in neuester Zeit vorgekommenen Überschwemmungen; hat namentlich das System, welches bei der Regulierung und Kanalisierung der preußischen Flüsse befolgt worden ist, zur Steigerung der Hochwassergefahr und der in neuerer Zeit beträchtlich gesteigerten Überschwemmungsschäden beigetragen, und welche Änderungen sind bejahendenfalls zu empfehlen?“

Nach fünfjährigen, sorgsam ausgeführten Untersuchungen gab dieser Ausschuß am 5. Juni 1896 in einer umfassenden Denkschrift als Ergebnis bekannt:

„Das zurzeit bei der Regulierung und Kanalisierung der preußischen Ströme befolgte System hat zur Steigerung der Hochwassergefahren und Überschwemmungsschäden nicht beigetragen, vielmehr auf eine Verminderung derselben hingewirkt.“

Somit wurde die Erfahrungsregel bestätigt: Je regelmäßiger und je tiefer der Flußquerschnitt ist, um so besser wird die Vorflut.

Das Vorurteil, das nun einmal gegen die Buhne gefaßt war, ließ sich trotzdem nur sehr schwer beseitigen, und selbst heute wird zuweilen noch die Ansicht laut, daß das Hineinpacken von Faschinen und Steinen in das Flußbett die Vorflut nicht fördern, sondern hemmen müsse. Im wesentlichen werden dieselben Einwendungen gemacht, die G. H. Gerson schon 1893 in seinem Buche anführt: Flußregulierung und Niederungslandwirtschaft — oder die Einwirkung der Regulierung unserer Ströme auf die Vorflutverhältnisse der Niederungen, Berlin 1893, Verlag von P. Parey. Der von Gerson behauptete Stau der Buhnen „von vielleicht einem Dezimeter, vielleicht auch mehr durch ein Buhnenpaar“ (S. 84) würde nur in dem Falle möglich sein, daß ein einzelnes Buhnenpaar allein gebaut und sehr weit in das Flußbett vorgezogen wäre, so daß es ähnlich wie breite Brückenpfeiler einen Stau bedingen würde. Bei einer ständigen Folge von Buhnenpaaren, wie es bei einer fachgemäß ausgeführten Flußregelung der Fall ist, kann dagegen in dieser Weise nicht mehr von einem Buhnenstau gesprochen werden, denn alsdann müßte ein Strömungsvorgang bestehen, wie er in der Abb. 1a durch die punktierte Linie angedeutet ist, der aber nach unseren heutigen Erkenntnissen unmöglich ist. Von der Haltlosigkeit der Auffassung, daß jedes Buhnenpaar einen Stau z erzeugen müsse (vergl. Gerson, Tafel III, Abb. 4, und dementsprechend hier Abbild. 1b), kann sich jeder in der Natur durch eine optische Nachprüfung (Abbild. 2) leicht selbst überzeugen: Selbst wenn der „Stau z“ zwischen o und u (Abb. 1b u. 2) nur ein oder einige Millimeter betragen würde, so würde die Lichtspiegelung in der in den beiden Abbildungen dargestellten Weise auf der „Fallstrecke“ $\overline{ou}$ eine Unterbrechung oder Schwächung erfahren, die sich als Schattenband zwischen einem Buhnenpaare, wie in Abb. 2, dem Auge darstellen müßte[1]).

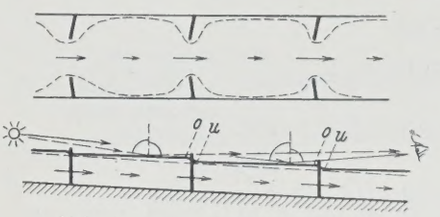


Abb. 1a u. b. Frühere Auffassung der Buhnenwirkung.

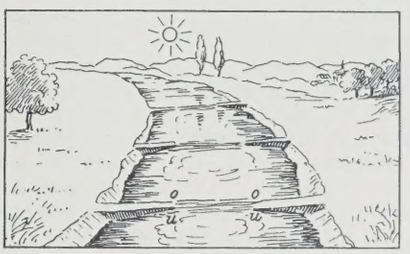


Abb. 2. Lichtspiegelung bei etwaigem Buhnenstau.

Das Wasser kann nach Vorbeigang an einer seitlichen Führung nicht scharf um die endigende Ecke herumbiegen, wie es Abb. 1a voraussetzt, sondern sich nur um einen kleinen Winkel α dort zur Seite ziehen (Abb. 3a). Da diese Verhältnisse für die Strömungen im Buhnenfelde von großer Bedeutung sind, soll das in Abb. 3 (a und b) dargestellte Versuchsergebnis hier erörtert werden (vergl. hierzu auch: „Die Bautechnik“ 1926, Heft 31, Hydromechanische Energie-Umwandlung). Die Größe des Ablösungswinkels α läßt sich mit Hilfe der als Geschwindigkeitslinie eingetragenen örtlichen Staurohrmessungen bestimmen; offenbar liegen die beiden Nullpunkte 1 und 2, in denen die Strömungsgeschwindigkeit den Wert Null hat, während die Geschwindigkeit zwischen 1 und 2 rückwärts gerichtet ist, auf der Grenzlinie der seitlichen Wasserstromerweiterung; es gilt nach Abb. 3a für diesen Ablösungswinkel $\operatorname{tg}\alpha = \frac{y}{x}$, und der Versuch zeigte, daß y innerhalb kleiner Grenzen schwankt; so wurden für α als Grenzwerte 5° 15′ und 7° 4′ und als Mittelwert aus sieben Messungen $\alpha = 6° 6'$ ermittelt. Das zugehörige Strömungsbild ist in Abb. 3b dargestellt. Es sei bei dieser Gelegenheit noch darauf hingewiesen, daß hier scheinbar die Raumgleichung $Q = v\,F = \text{konstant}$ nicht mehr erfüllt ist, da ein Teil $-\Delta Q$ rückströmendes Wasser bildet. Diese

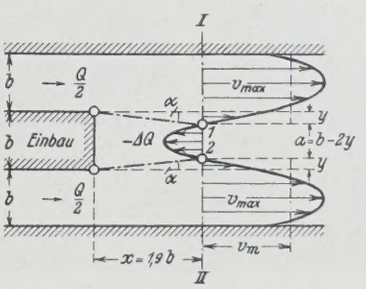


Abb. 3a. Ermittlung des Ablösungswinkels $\alpha \approx 6°$ (Geschwindigkeitslinie).

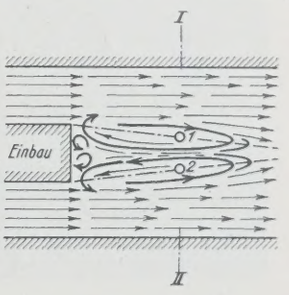


Abb. 3b. Strömungsrichtungen.

[1]) Diese Erscheinung habe ich während meiner 25jährigen Berufstätigkeit an keinem Buhnenpaare wahrnehmen können.

kleine Wassermenge ΔQ wird in dem Ablösungsgebiet (Wasserwalze) im Umlauf gehalten, daher gilt z. B. für Abb. 3 die Beziehung, sofern $3b = B$ und die Wassertiefe $= T$ gesetzt wird,

$$T(B - b + 2x \operatorname{tg} \alpha) v_m = Q + \Delta Q$$

oder allgemein

$$(F - \Delta F) v_m = Q + \Delta Q$$

als erweiterte Raumgleichung, die stets anwendbar ist, wenn vom Gesamtquerschnitt F ein Teil ΔF mit rückströmendem Wasser erfüllt ist.

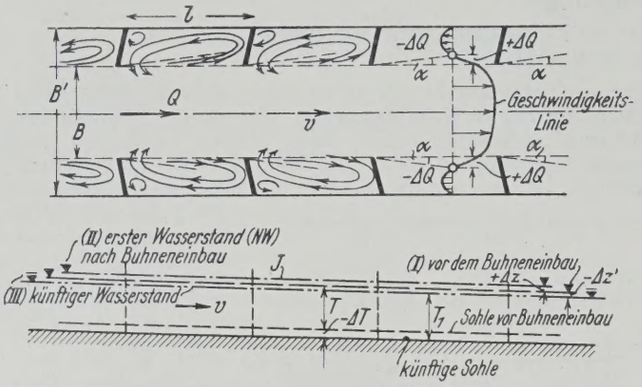


Abb. 4a u. b. Strömungen in den Buhnenfeldern; Änderungen des Wasserstandes und der Sohle.

Diese Ergebnisse lassen sich nun ohne weiteres auf die Vorgänge in einem Buhnenfelde anwenden (Abb. 4a), wie es das in der Versuchsanstalt für Wasserbau der Technischen Hochschule Danzig aufgenommene Strömungsbild (Abb. 5) einwandfrei bestätigt. Die Buhnenfelder lassen sich mit Rücksicht auf die schon a. a. O. erörterte Energie-Umwandlung gleichsam als Bremskammern für den Fließvorgang kennzeichnen. Damit entfällt nun aber die Vorstellung von dem Einzelstau eines einzelnen Buhnenpaares gänzlich. Die Buhnenstrecke in ihrer Gesamtheit kann unmittelbar nach dem Ausbau dieser Strecke „vorübergehend" (vom Zeitmaßstabe des Flusses aus gedacht!) ein gewisses Ansteigen der niedrigen Wasserstände um $+\Delta z$ bedingen, anderseits wird die Abflußgeschwindigkeit v infolge Querschnittsverminderung gegen früher um $+\Delta v$ größer, ebenso die Tiefe T und $+\Delta z$, das hat aber zur Folge, daß die Räumungs- oder Schleppkraft des Wassers $S = \xi T J = a v^2$ sich auf $S_1 = \xi (T + \Delta z) J = a (v + \Delta v)^2$ vergrößert, wodurch eine Tieferbettung der Sohle um $-\Delta T$ erreicht werden kann, sofern die unterhalb anschließende Flußstrecke die vermehrte Geschiebefracht aufnehmen kann. (Aus diesem Grunde ist bei einer Flußregelung auch stets am unteren Ende der Buhnenfelde nicht oder höchstens an der Wurzel der nachfolgenden Buhne das Ufer erreichen darf, also (vergl. Abb. 4)

$$\max l = \operatorname{ctg} \alpha \cdot \frac{B' - B}{2} \approx 9{,}35 \cdot \frac{B' - B}{2}.$$

Im allgemeinen wird man aber l wesentlich kleiner als $\max l$ halten, wobei noch für das einbuchtende, für das ausbuchtende Ufer und für die Übergangstrecke der Wert l zweckentsprechend zu ändern ist, wie es die Erfahrungsregeln des Flußbaues vorschreiben, etwa $l = 1{,}25 \cdot \frac{B' - B}{2}$ bis vielleicht $l = 4{,}5 \cdot \frac{B' - B}{2}$ und etwas darüber.

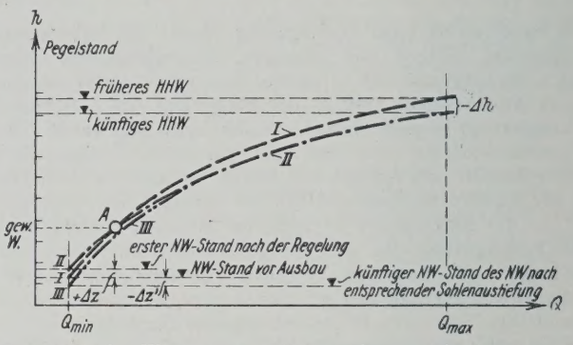


Abb. 6. Wassermengenlinien: I = vor Ausbau; II = nach Ausbau; III = nach Sohlenaustiefung (vergl. Abb. 4b).

Wie die Änderung der Wasserstände (für NW nur „einstweilen") durch eine Flußregelung, etwa mit planmäßiger Eindeichung unter Belassung breiter Vorländer, erzwungen wird, zeigt die Darstellung der Abb. 6, in der als Abszissen die den jeweiligen Pegelständen entsprechenden Wassermengen des sekundlichen Abflusses eingetragen sind. Die Linie I entspricht den Abflußverhältnissen vor der Flußregelung. Durch den Ausbau auf Gew. W. bleibt dessen Wasserstandshöhe erhalten, die neue Abflußmengenlinie II nach der Flußregelung schneidet demnach die Linie I in A, alle höher liegenden Wasserstände erfahren eine geringe Senkung, z. B. HHW um $-\Delta h$, während die unterhalb Gew. W. liegenden Wasserstände zunächst eine geringe Hebung erleiden, z. B. NW um $+\Delta z$, was zulässig ist, da alsdann die am Flusse gelegenen Niederungen im allgemeinen mit mehr als ausreichender Vorflut entwässert werden. Wenn es das landwirtschaftliche Interesse erfordert, läßt sich A auch noch etwas tiefer rücken; anderseits haben die Niederungen bei höheren Wasserständen, die durch die Flußregelung jeweils um $-\Delta z_n$ gesenkt werden, Vorteil durch Qualmwasser-Verminderung.

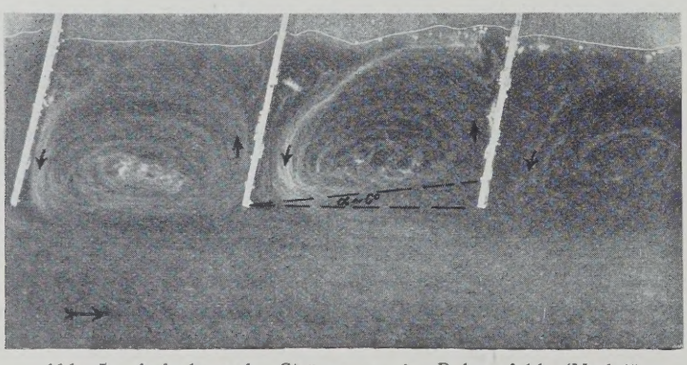


Abb. 5. Aufnahme der Strömungen im Buhnenfelde (Modell).

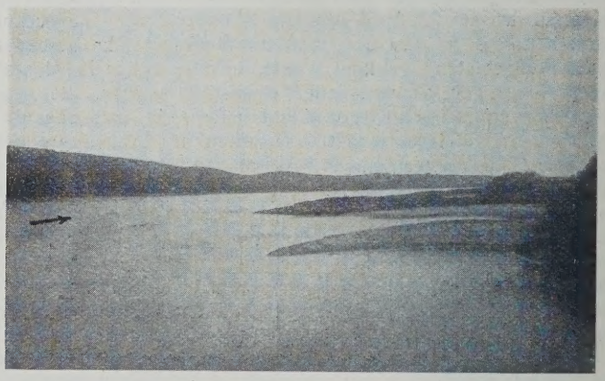


Abb. 7. Umfang der Verlandung eines Buhnenfeldes (Weichsel bei Dirschau; NW) [von der stromauf gelegenen Buhne aus gesehen].

strecke zu beginnen und die Regelung flußaufwärts fortzuführen, zumal dann auch die fertigen Buhnenfelder einen Teil des geförderten Sandes aufnehmen können.) Durch diese Tieferbettung $-\Delta T$ der Sohle, die aber nach menschlichen Zeitbegriffen nicht in „kurzer Zeit" erreicht wird, werden aber auch die Wasserstände wieder gesenkt, so daß sie gegen den ursprünglichen Zustand um das Maß $\pm \Delta z'$ verschieden bleiben, wobei selbst $-\Delta z'$ nicht ausgeschlossen ist; daher wird nicht nur die absolute Höhe des Niedrigwassers NW vermindert, sondern auch die Tiefe auf

$$T_1 = T + \Delta T \pm \Delta z' = T + \Delta T_1$$

vergrößert, was wiederum für die Schiffahrt von Wert ist (Abb. 4b).

Wenn der Abstand B' der beiden Streichlinien genau bestimmt ist, dann wird damit auch die Entfernung l zweier aufeinander folgenden Buhnenpaare bestimmt. Als größter Wert würde sich l_{max} aus der Bedingung ergeben, daß die unter $\measuredangle \alpha$ seitlich gerichtete Ablösung im

Nach den vorstehenden Betrachtungen ist es auch verständlich, daß die Auffassung nicht mehr aufrecht erhalten werden kann, daß das Ziel der Flußregelung durch Buhnen erst dann erreicht sei, wenn die Buhnenfelder völlig verlandet seien. Es hat sich gezeigt, daß der Fluß von selbst nirgends ein Buhnenfeld gänzlich zur Verlandung bringt; dieses geschieht vielmehr nur so weit, wie es der Energie-Austausch zwischen Flußströmung und Rückströmung im Buhnenfelde erfordert. Eine völlige Verlandung wäre z. B. für die Schiffahrt nicht so günstig (wenn z. B. Baggerboden in die Buhnenfelder verklappt und durch Steinbewurf befestigt wird), weil sich sonst die Geschwindigkeit im Flusse steigern und dementsprechend nach der Raumbedingung die Tiefe des Fahrwassers wieder vermindern würde. Im Buhnenfelde bilden sich von selbst dort Sandablagerungen, wo die Strömung im Ablösungsgebiet so schwach wird, daß sie den Sand

nicht mehr weiter befördern kann, also vorwiegend im Mittelgebiete der Walze, d. h. des Buhnenfeldes, und in den Ecken zwischen den Buhnen und dem Ufer, wie es sehr gut auf dem Lichtbilde eines Buhnenfeldes zu erkennen ist (Abb. 7), das der Verfasser zur Zeit des Niedrigwassers der Weichsel oberhalb Dirschau aufgenommen hat (Oktober 1927).

Der früher oft beobachteten starken Kolkwirkung (etwas stromab eines Buhnenkopfes) hat man durch weites Vorziehen des Buhnenfußes mit schwachen Neigungen von etwa 1:5, 1:8 und flacher erfolgreich bis zu einem gewissen Grade begegnen können. Allgemein wird die Kolkwirkung um so stärker, je steiler die vordere Neigung zwischen Buhnenkopf und Buhnenfuß ist, und umgekehrt vermindert sich die Kolkwirkung bei flacheren Neigungen.

Zusammenfassend kann gesagt werden, daß nach dem heutigen Stande unserer Strömungsforschungen die Ansicht, daß ein Buhnenpaar einen Sonderstau ausübt, widerlegt ist und daß die Buhne ein einwandfreies und vorzüglich geeignetes Bauelement für die Flußregelung darstellt, das in wirksamster Weise das Erreichen der durch die Flußregelung angestrebten Ziele unterstützt.

Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Kommerell**, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt.

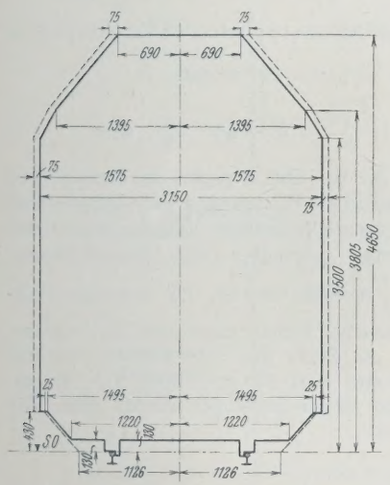
(Fortsetzung aus Heft 18.)

Wagenbegrenzungslinie.

Die Wagenbegrenzungslinie des Vereins — in Abb. 1 mit ——— Strichen dargestellt — darf im Stillstande gemessen bei der Mittelstellung im geraden Gleis von keinem Wagenteil überschritten werden. In Bögen ragen natürlich einzelne Teile über diese Wagenbegrenzungslinie hinaus. Die Überragungen sind am größten[2]):

a) für Innenpunkte, das sind solche zwischen den Endachsen oder den Drehgestellen. Beide Achsen oder alle Drehgestellachsen sind mit Ausnutzung aller Spielräume bis zum Anlauf der Spurkränze an die Schienen nach der Bogeninnenseite gerückt.

b) für Außenpunkte, das sind solche, die über die Endachsen oder über den Drehzapfen hinausragen. Die eine Endachse zwei- oder dreiachsiger Wagen ist mit Ausnutzung aller Spielräume bis zum Anlauf des Spurkranzes an die Schiene nach der Bogenaußenseite, die andere Endachse in gleicher Weise nach der Innenseite des Bogens gerückt (sogenannte Spießgangstellung). Bei Drehgestellwagen sind sämtliche Achsen des einen Drehgestells an die Außenseite und diejenigen des anderen Drehgestells an die Innenseite des Bogens gerückt.



Maße in mm.

Abb. 1. Wagenbegrenzungslinie des Vereins Deutscher Eisenbahnverwaltungen im Stillstande bei der Mittelstellung im geraden Gleis.

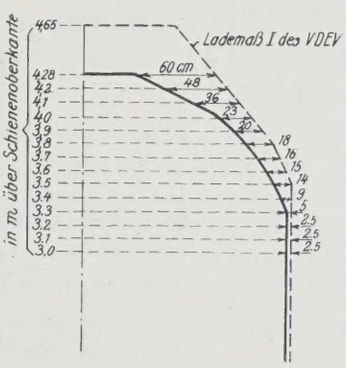
– – – – Spielraumlinie für Bögen von 250 m Halbmesser.

Sobald die „vorläufigen Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes“ durchgeführt sind, dürfen die Wagen so breit gebaut werden, daß Wagenteile in Bögen von 250 m Halbmesser im ungünstigsten Fall die Wagenbegrenzungslinie

in den Höhen zwischen 0 und 430 mm über Schienenoberkante (SO) höchstens um 25 mm,

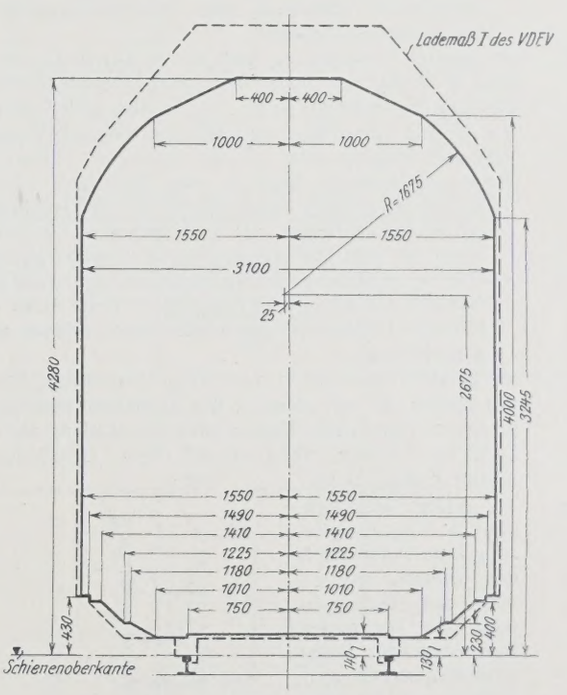
in den Höhen zwischen 430 und 4650 mm über SO höchstens um 75 mm überragen. Das heißt, kein Wagenteil darf im ungünstigsten Fall bei einem Bogen von 250 m Halbmesser über die sogenannte Spielraumlinie (s. Abb. 1 – – – – – Linie) hinausragen. Dabei ist angenommen, daß das Gleis eine Spurweite von 1,465 m hat. (Wird die Spurweite infolge des Betriebes größer als die vorgeschriebene — sie darf 1,470 m nicht überschreiten —, so liegt, wie später gezeigt wird, die Sicherheit in dem Zwischenraum zwischen der Umgrenzung des lichten Raumes und der Spielraumlinie.)

Die Wagenbegrenzungslinie nach der BO vom 1. Mai 1905 (s. Anlage C der BO) gibt kleinere Breitenmaße als die Wagenbegrenzungslinie des Vereins. Der Höhe nach entspricht die in der BO vorgeschriebene Wagenbegrenzungslinie der „Technischen Einheit“. In die neue BO wird man voraussichtlich zweierlei Wagenbegrenzungslinien aufnehmen, nämlich eine, die genau der Technischen Einheit (s. Abb. 2) entspricht und nach der alle Wagen gebaut werden müssen, die für fremde Bahnen übergangsfähig sein sollen, und eine der Wagenbegrenzungslinie des Vereins (Abb. 1) entsprechende. Da letztere Wagenbegrenzungslinie identisch ist mit dem Lademaß I des Vereins, das mit wenigen Ausnahmen (s. Anlage 1 des Achsdruckverzeichnisses) auf allen Strecken des Vereins gültig ist, so können hiernach durch Wagen gebaut werden, deren Übergang auf fremde Bahnen nicht in Betracht kommt. Es ist dies sehr wichtig für die sogenannten Großgüterwagen von 8 t Metergewicht (Tragfähigkeit bis zu 60 t). Bei diesen ist das von keinen Wagen der Welt übertroffene günstige Verhältnis von $\frac{\text{Tragfähigkeit}}{\text{Eigengewicht}} = \frac{60}{19} = 3{,}16$ nur bei fast voller Ausnutzung der Wagenbegrenzungslinie des Vereins möglich.



Berechnung des erforderlichen lichten Raumes.

Die Verhandlungen der internationalen Kommission für die Aufstellung einer allgemeinen Begrenzungslinie für Güterwagen in Bern 1911/1912



Maße in mm.

Abb. 2. Wagenbegrenzungslinie der Technischen Einheit (Transitwagen ⊽).

bilden die Grundlagen für die Berechnung des erforderlichen lichten Raumes.

Der zwischen der Wagenbegrenzungslinie und der Umgrenzung des lichten Raumes erforderliche Raum setzt sich zusammen aus:

A. den größten Ausladungen der Wagen (oder Ladungen) über die Wagenbegrenzungslinie bei Fahrt durch gekrümmte Gleise,

B. den Einwirkungen der Betriebsunregelmäßigkeiten am Oberbau und den Fahrzeugen.

Im folgenden[3]) sei nur der Gang der Berechnung angedeutet und ihr Ergebnis zusammengestellt. Sowohl der Bauingenieur als auch der Fahr-

[1]) Von dieser Abhandlung wird demnächst im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8, ein erweiterter Sonderdruck erscheinen.
Die Schriftleitung.

[2]) s. „Lübecker Niederschrift“, Beilage 6, S. 3.

[3]) s. „Lübecker Niederschrift“, wo sich Ausführliches eingehend begründet findet.

zeugbauer müssen wissen, wie die Maße für die Umgrenzung des lichten Raumes zustande gekommen sind. Es sei

a = dem Abstand der äußersten festen Achsen oder der Drehzapfen in m (wenn keine sonstigen festen Achsen vorhanden sind);

p = dem Achsstand der Drehgestelle in m;

n = dem Abstand des betrachteten Wagenquerschnittes von der nächstgelegenen Endachse oder vom nächstgelegenen Drehzapfen in m;

r = dem Halbmesser des Bogens, bezogen auf die wirkliche Achse des Gleises, in m;

l = der Spurweite des Gleises (Regelspurweite 1,435 + planmäßiger Spurerweiterung), gemessen zwischen den inneren Flächen der Schienenköpfe, in m;

d = dem Abstand der Anlaufpunkte der Spurkränze, gemessen 10 mm unterhalb der beiden in einem Abstand von 1,500 m voneinander anzunehmenden Laufkreise, in m;

q = der möglichen Querverschiebung zwischen Lagerschale und Achsschenkel, zusätzlich derjenigen zwischen Achshalter und Achsbüchse, aus der Mittellage heraus nach jeder Seite, bei größter Abnutzung, in m;

w = der möglichen Querverschiebung von Drehgestellzapfen und Wiege, aus der Mittellage heraus nach jeder Seite, in m;

k = dem größten Maß, um das der Wagen oder die Ladung in einem Bogen von 250 Halbmesser und auf einem Gleis von 1,465 m Spurweite über die Wagenbegrenzungslinie — senkrecht zur Achse dieser Umgrenzungslinie gemessen — herausragen darf, in m:
k = 0,075 m für Teile, die 430 mm und mehr über SO liegen;
k = 0,025 m für Teile, die weniger als 430 mm über SO liegen;

D_i = der größten Verschiebung nach der Innenseite des Bogens eines zwischen den Endachsen oder den Drehzapfen gelegenen Wagenquerschnittes (Innenpunkt) in m. D_i ist also gleich dem Unterschiede der Abstände eines zwischen den Endachsen oder den Drehzapfen gelegenen Wagenpunktes von der wirklichen Gleisachse, wenn der Wagen nacheinander folgende zwei Stellungen einnimmt:
1. auf einem geraden Gleis und in der Mittelstellung;
2. auf einem im Bogen mit dem Halbmesser r gelegenen Gleis, wenn beide Endachsen oder beide Drehgestelle am inneren Schienenstrang anliegen;

D_a = der größten Verschiebung nach der Außenseite des Bogens eines über die Endachsen oder Drehzapfen hinausliegenden Wagenquerschnittes (Außenpunkt) in m. D_a ist also gleich dem Unterschiede der Abstände eines über die Endachsen oder die Drehzapfen hinausliegenden Wagenpunktes von der wirklichen Gleisachse, wenn der Wagen nacheinander folgende zwei Stellungen einnimmt:
1. auf einem geraden Gleis und in der Mittelstellung;
2. auf einem im Bogen mit dem Halbmesser r gelegenen Gleis, wenn die dem betrachteten Punkte zunächst gelegene Endachse oder das zunächst gelegene Drehgestell gegen die äußere Schiene und die von demselben Punkt entfernteste Achse oder das entfernteste Drehgestell gegen die innere Schiene anliegt (Spießgangstellung);

σ_i = der größten Ausladung über die Wagenbegrenzungslinie (Lademaß I) des Vereins, die ein zwischen den Endachsen oder den Drehzapfen gelegener Punkt eines Wagens oder einer Ladung nach der inneren Seite hin erreicht, wenn er auf einem Gleisbogen vom Halbmesser r läuft, in m;

σ_a = der größten Ausladung über die Wagenbegrenzungslinie (Lademaß I) des Vereins, die ein über den Endachsen oder den Drehzapfen hinausliegender Punkt eines Wagens oder einer Ladung nach der äußeren Seite hin erreicht, wenn er in einem Gleisbogen vom Halbmesser r läuft, in m;

E_i = der inneren Einschränkung, d. h. dem zulässigen kleinsten Abstand eines zwischen den Endachsen oder Drehzapfen liegenden Wagenpunktes von der Wagenbegrenzungslinie, in m;

E_a = der äußeren Einschränkung, d. h. dem zulässigen kleinsten Abstand eines über die Endachsen oder Drehzapfen hinausliegenden Wagenpunktes von der Wagenbegrenzungslinie, in m.

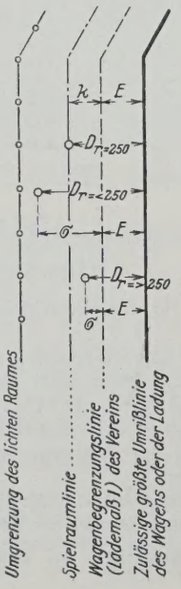


Abb. 3.

Es ist gemäß Abb. 3 die Einschränkung $E = D_{r=250} - k$ und die Ausladung über die Wagenbegrenzungslinie $\sigma = D - E$.

Es wird für
$r > 250$ m, $\sigma < k$
$r = 250$ m, $\sigma = k$
$r < 250$ m, $\sigma > k$,
Größtwert von $\sigma = \Sigma$.

A. Bogeninnenseite.

Der Abstand x eines Innenpunktes P der Wagenlängsachse von der Gleismitte läßt sich berechnen (siehe Abb. 4a) aus der Beziehung $x(2r - x) = n(a - n)$, woraus man unter der zulässigen Vernachlässigung von x^2 erhält:

$$x = \frac{n(a-n)}{2r} = \frac{an - n^2}{2r}.$$

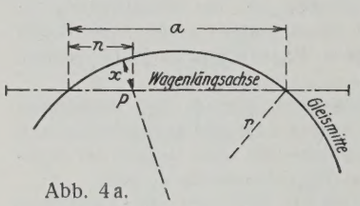


Abb. 4a.

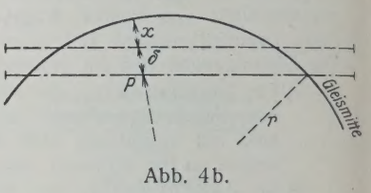


Abb. 4b.

Der größte Abstand des Innenpunktes P ergibt sich dann, wenn δ die größte Verschiebung ist (siehe Abb. 4b), zu $x + \delta$. Bei einem Drehgestellwagen vergrößert sich der Abstand des Punktes P von der Gleismittellinie noch um die Pfeilhöhe des Bogens auf den Achsstand p der Drehgestelle, das ist um $\frac{p^2}{8r}$, so daß die größte Verschiebung eines Innenpunktes

$$D_i = x + \delta + \frac{p^2}{8r} \text{ wird.}$$

Das Höchstmaß der von den Spielräumen herrührenden Verschiebung ist

$$\delta = \frac{l-d}{2} + q + w, \text{ so daß}$$

$$(1) \qquad D_i = \frac{an - n^2}{2r} + \frac{l-d}{2} + (q + w) + \frac{p^2}{8r} \text{ wird.}$$

Mit Hilfe dieser Formel und der bei Abb. 3 gegebenen Beziehungen sind auf Grund ziemlich umständlicher Erwägungen rein geometrisch die größten Ausladungen Σ_i und damit die größten Vergrößerungen und Verminderungen der halben Breiten gegenüber dem Regellichtraum, der für $r = 250$ m und $k = \left.\begin{matrix}0{,}025\\0{,}075\end{matrix}\right\}$ m berechnet ist, für beliebige Halbmesser ermittelt worden, wobei zwischen Höhen unter und über 430 mm über SO zu unterscheiden war. An Stelle der Zahl 430 mm tritt bei Betrachtung des lichten Raumes das Maß 380 mm über SO, da mit einer Senkung der Wagenkasten von 50 mm gerechnet werden muß. Die Ergebnisse gehen aus Tafel 1 hervor.

B. Bogenaußenseite.

Der Abstand y eines Außenpunktes P der Wagenlängsachse von der Gleismitte läßt sich berechnen (siehe Abb. 5) aus der Beziehung: $y(y + 2r) = n(a + n)$, woraus sich unter Vernachlässigung von y^2 ergibt:

$$y = \frac{n(a+n)}{2r}.$$

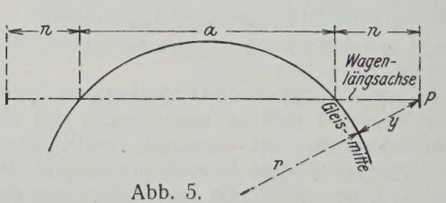


Abb. 5.

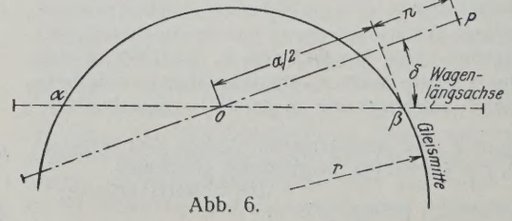


Abb. 6.

Um die größte Verschiebung des Außenpunktes P zu erhalten, muß man den Wagenkasten unter Ausnutzung aller Spielräume über der diesem Punkte zunächst gelegenen Wagenachse β möglichst weit nach der Bogenaußenseite und über der anderen Wagenachse α möglichst weit nach der Bogeninnenseite verschieben. Die Verschiebung ist für beide Achsen gleich,

Tafel 1.

Größte Ausladungen der Wagen und Ladungen an der **Bogeninnenseite** bei voller Freizügigkeit der Wagen und Ladungen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Krümmungshalbmesser r	Größte Spurerweiterung	Größte Spurweite l	Formeln zur Berechnung der größten Ausladungen				Werte der größten Ausladungen Σ_i				+ Vergrößerung / — Verminderung der halben Breiten gegenüber dem Regellichtraum (letzterer berechnet für Bögen $r =$ 250 m)		Werte wie in Spalte 12 u. 13, jedoch abgerundet	
			a) der Wagen über die Wagenbegrenzungslinie. *b*) der nach der internationalen Ladetabelle zulässigen breitesten Ladungen über das Lademaß I des Vereins											
			unter		über		unter		über		unter	über	unter	über
			430 mm über Schienenoberkante											
			a	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	$a_r - a_{250}$ Spalte 8	$b_r - b_{250}$ Spalte 11		
m	mm	m	m				mm							
∞ bis 2000	0	1,435	$\Sigma_i = \frac{l}{2} - 0{,}7075$		$\Sigma_i = \frac{l}{2} - 0{,}6575$	$\Sigma_i = \frac{7{,}5}{r} + \frac{l}{2} - 0{,}6875$	10		60	34	— 15	— 41	— 15	— 40
1999 „ 1500	4	1,439					12		62	37	— 13	— 38	— 15	— 40
1499 „ 1000	8	1,443					14		64	41	— 11	— 34	— 10	— 30
999 „ 700	12	1,447					16		66	46	— 9	— 29	— 10	— 30
699 „ 600	16	1,451					18		68	50	— 7	— 25	— 10	— 25
599 „ 500	20	1,455					20		70	55	— 5	— 20	— 5	— 20
499 „ 400	24	1,459					22		72	60	— 3	— 15	— 5	— 15
399 „ 350	28	1,463					24		74	64	— 1	— 11	0	— 10
349 „ 251	30	1,465					25		75		0	0	0	0
250	30	1,465	$\Sigma_i = \frac{50}{r} - 0{,}175$		$\Sigma_i = \frac{50}{r} - 0{,}125$	$\Sigma_i = \frac{40}{r} - 0{,}085$	25		75		0	0	0	0
225				$\Sigma_i = \frac{40}{r} - 0{,}135$			47	43	97	93	+ 22	+ 18	+ 20	
200							75	65	125	115	+ 50	+ 40	+ 50	
180							103	87	153	137	+ 78	+ 62	+ 80	
150			$\Sigma_i = \frac{117{,}78}{r} - 0{,}6269$	$\Sigma_i = \frac{117{,}78}{r} - 0{,}6535$	$\Sigma_i = \frac{117{,}78}{r} - 0{,}5769$	$\Sigma_i = \frac{117{,}78}{r} - 0{,}6035$	160	134	210	184	+ 135	+ 109	+ 130	
120							359	332	409	382	+ 334	+ 307	+ 330	
100							558	531	608	581	+ 533	+ 508	+ 530	

Tafel 2.

Größte Ausladungen der Wagen und Ladungen an der **Bogenaußenseite** bei voller Freizügigkeit der Wagen und Ladungen.

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Krümmungshalbmesser r	Größte Spurerweiterung	Größte Spurweite l	Formeln zur Berechnung der größten Ausladungen				Werte der größten Ausladungen Σ_a				+ Vergrößerung / — Verminderung der halben Breiten gegenüber dem Regellichtraum (letzterer berechnet für Bögen $r =$ 250 m)		Werte wie in Spalte 12 u. 13, jedoch abgerundet	
			a) der Wagen über die Wagenbegrenzungslinie. *b*) der nach der internationalen Ladetabelle zulässigen breitesten Ladungen über das Lademaß I des Vereins											
			unter		über		unter		über		unter	über	unter	über
			430 mm über Schienenoberkante											
			a	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	*a*	*b*	$b_r - b_{250}$ Spalte 9	$b_r - b_{250}$ Spalte 11		
m	mm	m	m				mm							
∞ bis 2000	0	1,435	$\Sigma_a = \frac{l}{2} - 0{,}701 - \frac{1{,}62}{r}$	$\Sigma_a = \frac{l}{2} - 0{,}6875 - \frac{5}{r}$	$\Sigma_a = \frac{l}{2} - 0{,}651 - \frac{1{,}62}{r}$	$\Sigma_a = \frac{1{,}125}{r} + 0{,}7829\,l - 1{,}0765$	17	30	67	48	+ 5	— 27	—	— 25
1999 „ 1500	4	1,439					18	29	68	51	+ 4	— 24		
1499 „ 1000	8	1,443					19	31	69	54	+ 6	— 21	—	— 20
999 „ 700	12	1,447					21	31	71	58	+ 6	— 17		
699 „ 600	16	1,451					22	31	72	61	+ 6	— 14		— 15
599 „ 500	20	1,455					24	32	74	65	+ 7	— 10	—	— 10
499 „ 400	24	1,459					25	32	75	69	+ 7	— 6		
399 „ 350	28	1,463					25	32	75	72	+ 7	— 3		— 5
349 „ 251	30	1,465					25	31	75	75	+ 6	0	—	0
250	30	1,465	$\Sigma_a = \frac{60}{r} - 0{,}215$		$\Sigma_a = \frac{60}{r} - 0{,}165$		25		75		0	0		
225							52		102		+ 27	+ 27	+ 30	
200							85		135		+ 60	+ 60	+ 60	
180							118		168		+ 93	+ 93	+ 90	
150			$\Sigma_a = \frac{117{,}844}{r} - 0{,}6006$		$\Sigma_a = \frac{117{,}844}{r} - 0{,}5506$		183		233		+ 158	+ 158	+ 160	
120							377		427		+ 352	+ 352	+ 350	
100							571		621		+ 546	+ 546	+ 550	

der Wagenkasten dreht sich um O. Die Verschiebung von P wird, wenn man diejenige über einer Achse mit δ bezeichnet (siehe Abb. 6):

$$\delta \cdot \frac{n + \frac{a}{2}}{\frac{a}{2}} = \delta \cdot \frac{2n + a}{a}.$$

Dieser Wert ist bei Drehgestellwagen um $\frac{p^2}{8r}$ zu vermindern, so daß mit

$$\delta = \frac{l - d}{2} + q + w$$

$$(2) \qquad D_a = \frac{a n + n^2}{2 r} + \left(\frac{l - d}{2} + q + w\right) \frac{2 n + a}{a} - \frac{p^2}{8 r} \text{ wird.}$$

In gleicher Weise wie für die Bogeninnenseite sind für die Bogenaußenseite mit Hilfe der Formel (2) und der bei Abb. 3 gegebenen Beziehungen die größten Ausladungen Σ_a und damit die größten Vergrößerungen und Verminderungen der halben Breiten gegenüber dem Regellichtraum ($r = 250$ m) für beliebige Halbmesser ermittelt worden. Die Ergebnisse gehen aus Tafel 2 hervor.

Der Wert $q + w$ ist für Güterwagen nach der „Technischen Einheit" $= 0{,}015$ m. Bei Personenwagen ist mit größeren Werten $q + w = 0{,}045$ m gerechnet. d ist in der Lübecker Niederschrift zu $d = 1{,}405$ m angenommen. Nach neueren Berechnungen ergab sich $d = 1{,}410$ m. Der Wert $d = 1{,}405$ ist für die Überragungen ungünstiger. Die Spurweite l ist je nach den Krümmungshalbmessern verschieden. In der Lübecker Niederschrift ist angenommen:

bei r	∞ bis 2000	1,499 bis 1000	999 bis 700	699 bis 600	599 bis 500	499 bis 400	399 bis 350	< 349
$= \infty$								
$l = 1{,}435$	1,439	1,443	1,447	1,451	1,455	1,459	1,463	1,465

Nach den Verfügungen der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 81. Jo. 3 vom 7. Januar 1928 und 81. Jo. 11 vom 23. April 1928 ist künftig die Spur beim Gleisumbau mit Altstoffen und bei Schwellenerneuerungen im Zusammenhange ebenso wie beim Reichsbahnoberbau nur noch in Gleisbögen von weniger als 300 m Halbmesser zu erweitern. Die gegen früher wesentlich geringeren Spurerweiterungen sind gerechtfertigt, da genaue Berechnungen ergeben haben, daß der tatsächliche Spielraum zwischen neuen Rädern und neuen Schienen größer ist, als früher angenommen war. Es ist klar, daß der Lauf der Fahrzeuge um so ruhiger ist, je kleiner der Spielraum zwischen Rad und Schiene ist. Die Annahmen in der Lübecker Niederschrift sind für die Berechnung des notwendigen lichten Raumes etwas ungünstiger, als in Wirklichkeit zutrifft.

Geltungsbereich der „vorläufigen Vorschriften".

Die in den Spalten 14 und 15 der Tafeln 1 und 2 angegebenen Werte beziehen sich auf Wagen mit Drehzapfenabstand von 30 m und Überhängen von 6,5 m. Da größere Abmessungen kaum vorkommen, so gelten die in den „vorläufigen Vorschriften" angegebenen Maße für die Verbreiterung und Verminderung der halben Regelmaße des lichten Raumes für unbeschränkten Wagenübergang. Es können aber, wie z. B. bei Anschlußgleisen, Fälle vorkommen, in denen die nach den „vorläufigen Vorschriften" vorgeschriebenen Breitenmaße nur unter Aufwendung unverhältnismäßig hoher Kosten hergestellt werden könnten. Es sind daher in der Lübecker Niederschrift auch die Verhältnisse für Wagen mit Achsständen oder Drehzapfenabständen von 8 m und Überhängen von 4 m (beschränkter Wagenübergang) berechnet. Die in diesem Falle nötigen Verbreiterungen gehen aus vorstehender Tafel 3 hervor.

Die Tafel 3 tritt im Falle des beschränkten Wagenübergangs an Stelle der Zusammenstellung 2 auf Blatt 2 der „vorläufigen Vorschriften". Die zulässigen Verminderungen der halben Breitenmaße des Regellichtraums in Bögen mit mehr als 250 m Halbmesser gelten sowohl für unbeschränkten als auch beschränkten Wagenübergang. (Siehe Zusammenstellung 1 auf Blatt 2 der „vorläufigen Vorschriften" und vorstehende Tafeln 1 und 2, Spalten 14 und 15, und Tafel 6.)

Tafel 3.

Vergrößerung der halben Breitenmaße des Regellichtraums in Bögen mit weniger als 250 m Halbmesser **bei beschränktem Wagenübergang**. (Solche Strecken sind im Achsdruckverzeichnis anzugeben.)

Bogenhalbmesser	Vergrößerung bei beschränktem Wagenübergang		Bemerkungen
	Bogeninnenseite	Bogenaußenseite	
m	mm	mm	
250	0	0	Zwischenwerte sind geradlinig einzuschalten.
225	5	10	
200	10	20	
180	20	40	
150	30	60	
120	50	100	
100	70	140	
90	80	170	
80	100	200	
70	110	250	
60	140	300	
50	180	380	
40	230	500	
30	330	690	

Betriebsunregelmäßigkeiten am Oberbau und an den Fahrzeugen.

Der Gang der Berechnung der größten Ausladungen, die durch Wagen und Ladungen in Bögen über die Wagenbegrenzungslinie hinaus erzeugt werden können, ist im vorhergehenden Abschnitt rein geometrisch auf Grund der in der Technischen Einheit gemachten Annahmen ermittelt worden. Dabei war vorausgesetzt, daß sowohl das Gleis als auch die Fahrzeuge ihre vorgeschriebene Form und Lage genau einhalten. Dieser Zustand ist aber in Wirklichkeit nicht dauernd zu erhalten. Durch die Einwirkung des Betriebes entstehen Abweichungen von der Regellage und Regelform, die aus wirtschaftlichen und technischen Gründen nicht immer sofort behoben werden können. Solche „Betriebsunregelmäßigkeiten" sind daher bei der Bemessung des Lichtraumbedarfs berücksichtigt worden, und zwar in folgendem Umfang:

1. Dauernde seitliche Verschiebung des Gleises aus der Regellage von einer Durcharbeitung bis zur anderen ohne Rücksicht auf die Größe des Krümmungshalbmessers 30 mm;
2. elastische Seitenverschiebung der Schienen während des Befahrens
   a) in geraden Strecken 1 mm,
   b) in Bögen 2,5 mm;
3. Über- und Unterschreitung der planmäßigen Überhöhung $\pm$ 15 mm. (Die Breitenmaße des lichten Raumes sind in der Ebene senkrecht zur Gleisachse gleichlaufend zur Schienenkopfberührenden zu messen, wobei die Achse der Lichtraumumgrenzung senkrecht zu dieser Berührenden in der Mitte zwischen beiden Schienen stehend anzunehmen ist, in Bögen also in der Mitte der erweiterten Spur. Der Abstand fester Gegenstände richtet sich also zunächst nach der planmäßigen Überhöhung.)
4. Ausbauchung der Wagenkasten offener Güterwagen über die Wagenbegrenzungslinie hinaus 0 mm;
5. einseitiges Setzen der Tragfedern, gemessen am stillstehenden Fahrzeug
   a) bei beladenen Güterwagen 10 mm,
   b) bei leeren Personenwagen 15 mm;
6. Einwirkung der Fliehkraft auf das Setzen der Tragfedern 10 mm;
7. Spurüberweiterungen Δl gegenüber den in den Tafeln 1 und 2 für die verschiedenen Halbmesser angenommenen Spurweiten bis zu 10 mm. (Die Spurweite darf nach der „Technischen Einheit" nicht größer als 1470 mm sein; die zusätzliche Vergrößerung der Ausladung infolge der Spurüberweiterung ergab sich ungünstigstenfalls zu $\frac{\Delta l}{2} \cdot 1{,}5 = 7{,}5$ mm; dieser Wert wurde für alle Halbmesser und alle Höhenbereiche angenommen und den übrigen Einflüssen hinzugefügt.)

Die Einflüsse unter 1, 2 und 7 (4 kommt, weil mit 0 angenommen, nicht in Betracht) wirken in wagerechtem, die Einflüsse unter 3, 5 und 6 in lotrechtem Sinn, und zwar 3 in Höhe der Schienenoberkante, 5 und 6 in Höhe der Tragfedern. Die durch sie hervorgerufenen Verschiebungen des Fahrzeuges und der Begrenzungslinie in wagerechter Richtung berechnen sich bei 3 aus

$$d = \frac{H \Delta h}{1500}$$

(wo H die betrachtete Höhe über S O und Δh die Änderung der Überhöhung ist)

und bei 5 und 6 aus

$$d = \frac{H - 850}{2000} \cdot s \text{ für die oberhalb der Tragfedern und}$$

$$d = \frac{850 - H}{2000} \cdot s \text{ für die unterhalb der Tragfedern liegenden Teile}$$

(wobei s die Tragfedernsetzung nach 5b und 6 ist).

Es ergeben sich infolge der verschiedenen Einflüsse nebenstehende ungünstigsten Verschiebungen (Tafel 4, Seite 401).

Bei der Berechnung des erforderlichen lichten Raumes wurde mit einer Senkung von 50 mm infolge einer durch Betriebseinflüsse möglichen Bewegung der Fahrzeuge nach abwärts gerechnet. Es sind jeweils diejenigen Punkte entweder der Wagenbegrenzungslinie des Vereins (= Lademaß I, Abb. 1) oder des Profils der „Technischen Einheit" (Abb. 2) gewählt, die den größeren Lichtraum erfordern.

Wie aus der Lübecker Niederschrift, Beilage 6, S. 25, hervorgeht, ist für die Bestimmung des „Regellichtraums" der in 400 mm über Schienenoberkante liegende Punkt G (s. Abb. 7) der „Technischen Einheit" maßgebend gewesen.

Tafel 4.
Maße in mm.

Höhe über SO	1 d_1 seitliche Verschiebung des Gleises	2 d_2 elastische Verschiebung der Schiene	3 d_3 Über- und Unterschreitung der Überhöhung	4 d_4 seitliche Ausbauchung der Wandungen	5 u. 6 d_5 u. d_6 einseitiges Setzen der Tragfedern	7 c_7 Spurüberweiterung	8 $D = \Sigma d$ rd.
80	30	2,5	0,8	0	9,6	7,5	50
350	30	2,5	3,5	0	6,2	7,5	50
380	30	2,5	4,3	0	5,9	7,5	50
760	30	2,5	7,6	0	1,1	7,5	49
1120	30	2,5	11,2	0	3,4	7,5	55
3300	30	2,5	33,0	0	30,6	7,5	104
3500	30	2,5	35,0	0	33,1	7,5	108
3700	30	2,5	37,0	0	35,6	7,5	113
3805	30	2,5	38,1	0	36,9	7,5	115
4300	30	2,5	43,0	0	43,1	7,5	126
4650	30	2,5	46,5	0	47,5	7,5	134

(Dieser Punkt ragt über die Wagenbegrenzungslinie des Vereins hinaus.) Zieht man durch den Punkt H der Wagenbegrenzungslinie des Vereins (130 mm über SO) eine Linie unter 45°, so geht diese durch den Punkt G und schneidet den in 430 mm über SO liegenden Absatz im Punkte J in 1520 mm Abstand von der Gleismitte; denn der Abstand des Punktes G von der Gleismitte ist

$$1220 + (400 - 130) = 1490 \text{ mm (s. Abb. 2)}$$

und des Punktes J

$$1220 + (430 - 130) = 1520 \text{ mm.}$$

Danach ergibt die nachstehende Tafel 5 die bei Halbmessern $r = 250$ m erforderlichen Lichträume.

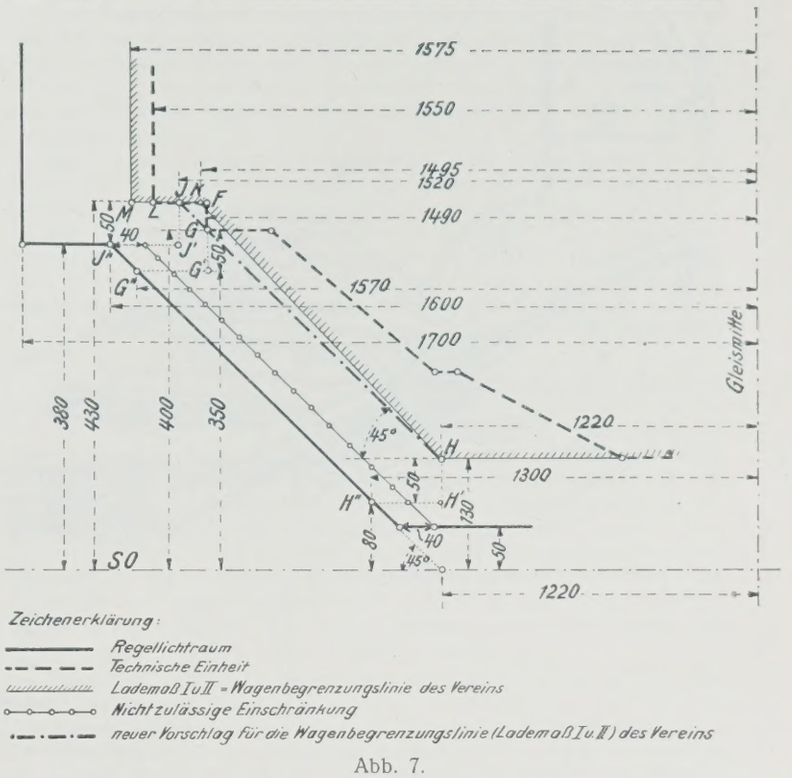


Abb. 7.

Tafel 5.
Maße in mm.

Höhe über SO	1 Halbe Breite der maßgebenden Wagenbegrenzung	2 Größte Ausladung in Bögen mit Halbmessern $r = 250$ m nach der „Technischen Einheit“	3 Gesamte Seitenverschiebung infolge Betriebsunregelmäßigkeiten nach Spalte 8, Tafel 4	4 Erforderliche Lichtraumbreite	5 Vorhandene Lichtraumbreite beim Regellichtraum	6 Bemerkungen
80	1220	25	50	1295	1220 + 80 = 1300	Um 50 mm gesenkter Punkt des Lademaßes I
350	1490	25	50	1565	1220 + 350 = 1570	Um 50 mm gesenkter Punkt G' der „Technischen Einheit“
380 nach unten	1520	25	50	1595	1220 + 380 = 1600	Um 50 mm gesenkter Punkt J (Abb. 7)
380 nach oben	1575	75	50	1700	1700	
760 nach unten	1575	75	49	1699	1700	
760 nach oben	1575	75	49	1699	2000	
1120 nach unten	1575	75	55	1705	1700	Die Unterschreitung um 5 mm ist hier unbedenklich, weil an den Rampen stets mit geringer Geschwindigkeit gefahren wird, so daß der Wert der Spalte 3 tatsächlich nicht erreicht wird.
1120 nach oben	1575	75	55	1705	2000	
3500	1575	75	108	1758	1760	
3805	1395	75	115	1585	1596	Die Maße für das Lademaß II sind hier wegen seiner untergeordneten Bedeutung nicht dargestellt.
4650	690	75	134	899	903	

Da also ohnedies auf die Ecke G der „Technischen Einheit“ Rücksicht genommen werden mußte, so beständen keine Bedenken, die Wagenbegrenzungslinie des Vereins (Lademaß I und II) nach der —·—·—·— Linie HJ abzuändern.

Der nach Tafel 5 erforderliche „Regellichtraum“ ist auf Blatt 2 der „vorläufigen Vorschriften“ und in Abb. 8 in ausgezogenen Strichen dargestellt. Er ist für $r = 250$ m berechnet und soll auch, wenn möglich, für gerade Strecken und für Bögen herab bis auf 250 m Halbmesser angewendet werden. Bei Bögen über 250 m Halbmesser können aber, wo erforderlich, die halben Breiten des Regellichtraumes nach Zusammenstellung 1 vermindert werden. Bei Bögen mit Halbmessern unter 250 m müssen aber die Breitenmaße entsprechend der Zusammenstellung 2 vergrößert werden. Die Werte der Zusammenstellung 1 und 2 entsprechen den in den Spalten 14 und 15 der Tafeln 1 und 2 angegebenen Maßen für die Vergrößerung oder Verminderung der halben Breiten des Regellichtraumes. Da es bei einer Geraden keine Innen- und Außenseite gibt, so mußte hier für die Verminderung der kleinere Wert der Tafel 2 (25 mm) genommen werden. (Schluß folgt.)

Der Ausbau des Hafens von Tallinn (Reval) in Estland nach dem preisgekrönten Entwurf von M. Wiig.

Alle Rechte vorbehalten.

Das Ausschreiben der estländischen Hafenverwaltung zu einem internationalen Wettbewerb um Entwürfe für den Ausbau der bestehenden Hafenanlagen von Tallinn ist in der „Bautechnik“ 1927, Heft 54, veröffentlicht worden. Daraufhin sind zu dem festgesetzten Termin im März d. J. 18 Arbeiten eingegangen, von denen 16 den Bedingungen entsprechend befunden wurden.

Hiervon gelangten 7 in die engere Wahl und von diesen wurden preisgekrönt:

mit dem ersten Preise von 4000 Kr. der Entwurf „Glückauf“, Verfasser: Ingenieur M. Wiig vom Ingenieurbureau Havestadt Contag G. m. b. H. zu Berlin-Wilmersdorf;

mit dem zweiten Preise von 2500 Kr. der Entwurf „Ankur“, Verfasser: Ingenieur Paul Pentson zu Tallinn;

mit dem dritten Preise von 1000 Kr. der Entwurf „Ein Hafen“, Verfasser: Prof. E. Jacoby und Oberingenieur D. v. Rennenkampf zu Riga.

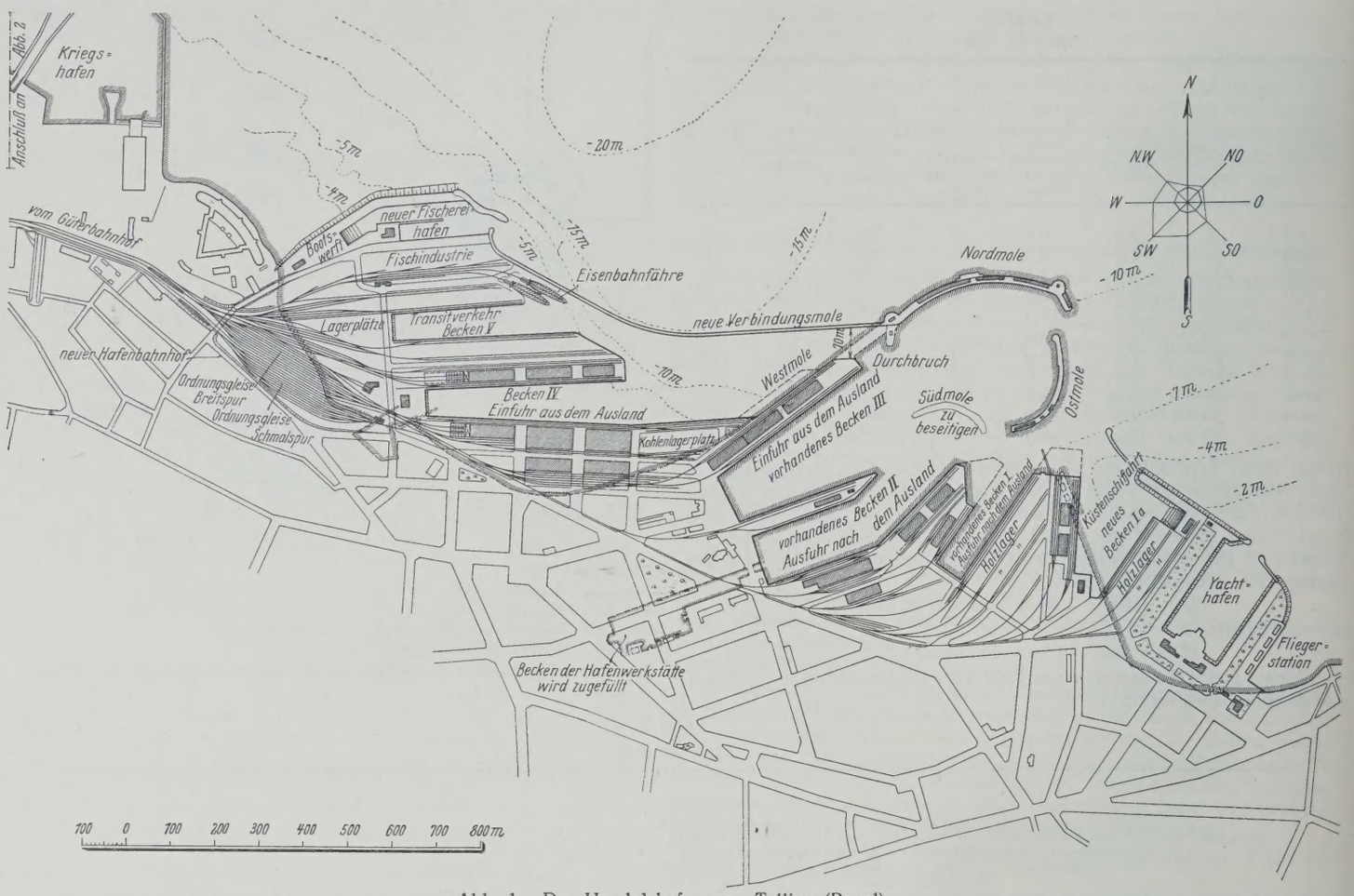


Abb. 1. Der Handelshafen von Tallinn (Reval).

Außerdem wurde der Entwurf „Freie Fahrt" zum Ankauf empfohlen. Es ist erfreulich, daß der erste Preis somit nach Deutschland gefallen ist.

Ich beschränke mich in nachstehender Darstellung und Beschreibung auf den mit dem ersten Preise bedachten Entwurf.

Im Wettbewerbprogramm waren die nötigen Winke und zahlenmäßigen Unterlagen für die Ausgestaltung und Leistungsfähigkeit des Hafens gegeben. Das zur Verfügung stehende Gelände war umgrenzt, im übrigen aber den Bewerbern bezüglich der Anordnung der Hafenbecken und Gleisanschlüsse freie Hand gelassen.

Besonderer Wert war auf einen dem Bedürfnis entsprechenden stufenförmigen Ausbau der Erweiterungen gelegt. Das Programm verlangte schließlich den Nachweis der Leistungsfähigkeit und eine Baukostenschätzung auf Grund der gegebenen Einheitspreise.

Die vorhandenen Hafenanlagen bestehen aus einem Vorhafen, der durch vier Molen bezw. Wellenbrecher gegen die offene See geschützt ist. Von diesen ist die Westmole für den Hafenbetrieb eingerichtet, während die kleine Südmole nach Erbauung der Nord- und Ostmole ihre Bedeutung verloren hat. Die drei vom Vorhafen ausgehenden Hafenbecken sind mit Baulichkeiten und Krananlagen versehen und haben Gleisanschluß an den breitspurigen Güterbahnhof und eine Schmalspurbahn. In diesen Becken wickelt sich der gesamte Handelsverkehr ab. Westlich davon ist noch ein kleiner Fischereihafen vorhanden, und weiterhin schließt sich der Kriegshafen mit den Marineanlagen an, die nicht berührt werden sollten.

Die preisgekrönte Lösung schlägt vor einen Ausbau der vorhandenen Anlagen nach Westen hin zu einem geschlossenen Handelshafen, der seine Gleisanschlüsse über einen neuen Hafenbahnhof erhalten soll (Abb. 1). Außerdem wird westlich des Kriegshafens an der Halbinsel Paljassaar ein besonderer „Industriehafen" vorgesehen (Abb. 2). Hierdurch wird nicht nur Gelegenheit für neue Industrieansiedlung geboten, sondern es können auch die an den jetzigen Hafenanlagen vorhandenen Werkstätten und Lagerplätze allmählich verlegt werden, so daß das freiwerdende Gelände für städtische Bebauung nutzbar gemacht werden kann (Abb. 1).

Als zweckmäßig für einen stufenweisen Ausbau schlägt der Verfasser vor, zunächst die vorhandenen Hafenbecken von der Küstenschiffahrt zu entlasten und für diese östlich anschließend an das Becken 1 einen eigenen Hafen 1a mit Gleisanschluß auszubauen. Östlich davon findet ein neuer Yacht- und Sporthafen, wie Abb. 1 zeigt, geeigneten Platz, auch kann die vorhandene Fliegerstation dorthin verlegt werden.

Nach Fertigstellung dieser Anlagen kann der jetzige Handelshafen von der Küstenschiffahrt und den an der Südmole angesiedelten Yachtklubs befreit werden. Die den Verkehr störende Südmole kann ganz verschwinden, und die an der Ostmole vorhandenen Schwimmdocks werden später zweckmäßig nach dem neuen Industriehafen verlegt.

Die jetzigen Hafenanlagen haben Gleisverbindung sowohl nach dem Hauptgüterbahnhof mit russischer Breitspur als auch mit einer Schmalspurbahn, die nach dem Programm an den Hauptgüterbahnhof angeschlossen werden soll. Dadurch wird es möglich, im Westen einen gemeinsamen Hafenbahnhof mit Rangiergruppen für beide Spurweiten anzuordnen, von dem aus sämtliche Kaianlagen bedient werden können. In diesem Sinne hat der Entwurfsverfasser seine Vorschläge für eine durchgreifende Umgestaltung der jetzigen Gleisverbindungen gemacht, die auf Abb. 1, soweit sie fortfallen, nicht dargestellt sind.

Der neu anzulegende Hafenbahnhof nimmt das Gelände des vorhandenen kleinen Fischereihafens in Anspruch, es muß daher ein neuer Fischereihafen angelegt werden. Zweckmäßig geschieht dies im westlichen Teile der großen, aber flachen Wasserfläche, die später durch eine neue 640 m lange Verbindungsmole dem Meere abgewonnen und für die neuen Hafenbecken nutzbar gemacht werden soll. Auf der breiten Zunge südlich dieses neuen Fischereihafens, die bequemen Gleis- und Landanschluß besitzt, soll später ein 300 m langer Kai für den Transitverkehr mit Speicher- und Schuppenanlagen erbaut werden. Auch findet hier die geplante Eisenbahnfähre ihren geeigneten Platz. Die Fährschiffe gelangen dann nach Fertigstellung der Verbindungsmole und des 70 m breiten Durchbruches durch die alte Westmole bequem zu den beiden Hafenzufahrten nördlich und südlich der Ostmole und damit ins offene Meer.

Zum vollen Ausbau des Handelshafens gehört schließlich die Herstellung der beiden großen Becken 3 und 4 im Schutze der inzwischen ausgeführten Verbindungsmole. An diesen beiden Becken mit zusammen 1800 m Kailänge lassen sich alle erforderlichen Baulichkeiten für den Ein- und Ausfuhrverkehr errichten, sobald dieser Verkehr nicht mehr in den vorhandenen Hafenbecken bewältigt werden kann. Der neue Hafenteil kann übrigens leicht durch ein Zollgitter als „Freihafen" von dem alten Hafen abgesperrt werden, wodurch der gesamte Auslandverkehr erleichtert würde. Man ersieht aus der ganzen Anordnung, daß der Vollausbau des Hafens in verschiedenen Stufen wird geschehen können, ohne den bestehenden Verkehr irgendwie zu behindern.

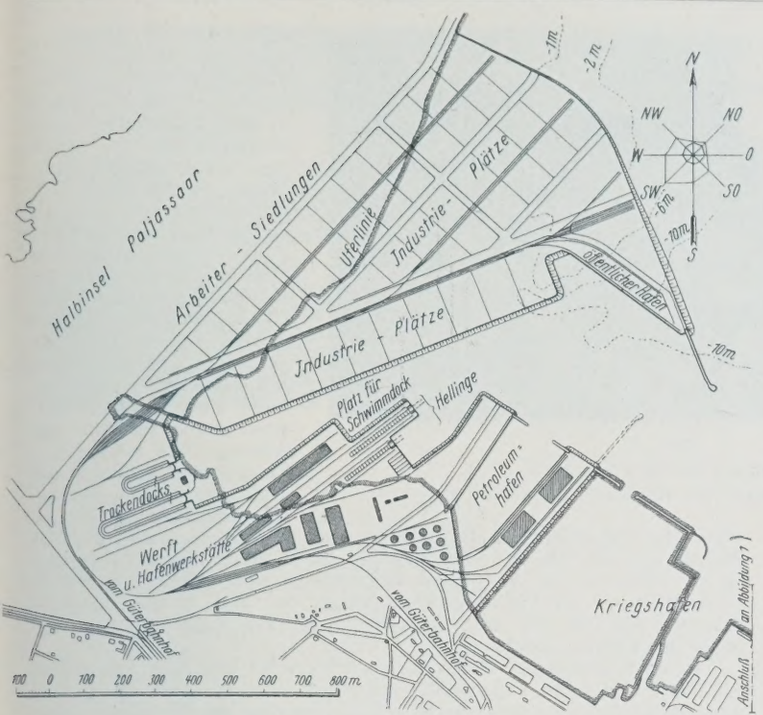


Abb. 2. Der Industriehafen.

Die bisher besprochene Hafenanlage (Abb. 1) soll hauptsächlich dem Handelsverkehr dienen. Nun erfordert aber die zu erwartende industrielle Entwicklung Estlands, daß für die Ansiedlung von Industrie im Hafengebiet ausreichend Sorge getragen wird. Deshalb wird der bereits erwähnte große Industriehafen auf der Halbinsel Paljassaar vorgeschlagen, aber in den Baukosten noch nicht mit veranschlagt. Abb. 2 zeigt diese Anlage mit einer 1000 m langen Wasserfront, an die sich westlich ein etwa 60 ha großes Industriegelände anschließt. Am nördlichen Ende des Industriebeckens ist noch für die Bedürfnisse des Industriebezirks ein öffentlicher Hafen im Schutze einer kleinen Mole vorgesehen. Auf der Südseite des großen Beckens kann eine ausgedehnte Werftanlage Platz finden, und in den bereits vorhandenen Baugruben können zwei Trockendocks erbaut werden. Hier können auch die vom Gelände des Handelshafens zu verlegenden Reparaturwerkstätten untergebracht werden. Östlich schließt sich der neue Petroleumhafen an, der eine besondere Einfahrt aus dem durch die erwähnte Mole geschützten Vorhafen erhält. Auf den beiderseits des Beckens zur Verfügung stehenden Flächen lassen sich die erforderlichen Tanks und Faßlager anordnen. Ein breitspuriger Gleisanschluß des Petroleumhafens sowie des Industriegeländes an den Hauptgüterbahnhof unterliegt keinen Schwierigkeiten.

Der Hauptvorzug der preisgekrönten Lösung besteht darin, daß unter dem Schutze der neuen Verbindungsmole ein zusammenhängendes, erweiterungsfähiges Hafensystem für den gesamten Handelsverkehr geschaffen wird, und daß die Küstenschiffahrt, die Fischerei, die Industrie und der Ölverkehr besondere ihren Bedürfnissen entsprechende Becken zugewiesen erhalten.

Die Leistungsfähigkeit der Hafenanlage nach vollem Ausbau ist auf Grund der statistischen Unterlagen des Programms zahlenmäßig nachgewiesen. Sie genügt mehr als vollständig, um den programmgemäß auf 1,7 Mill. t anwachsenden Jahresverkehr zu bewältigen. Von diesem entfällt auf die Küstenschiffahrt ein Holzverkehr von 250 000 t und ein sonstiger Verkehr von 110 000 t. Auf den für die Einfuhr und Ausfuhr bestimmten, zusammen etwa 2000 m langen Kais können jährlich abgefertigt werden: im Holzverkehr 140 000 t, im Getreideverkehr 120 000 t, im Kohlenverkehr 90 000 t, im sonstigen Verkehr 525 000 t.

Der 300 m lange Kai für den Transitverkehr kann die im Programm angegebenen 315 000 t Mehl und Getreide und die 150 000 t Sonstiges bequem aufnehmen. Eine erhebliche Steigerung der Leistungsfähigkeit läßt sich durch späteren Ausbau der Zunge zwischen Becken 4 und 5 erzielen. Der Kohlenplatz am Südkai des Beckens 4 genügt für die programmgemäß umzuschlagende Steinkohle. Bunkerkohle kann nach wie vor an der Innenseite der alten Nordmole eingenommen werden. Auch die Ostmole kann, wenn die Schwimmdocks nach dem Industriehafen verlegt sind, für die Versorgung mit Bunkerkohle hergerichtet werden. Zur Aufnahme von Personenverkehr würde sich die schmale Zunge zwischen Becken 2 und 3 eignen. Der Ausland-Personenverkehr kann später nach der Westmole im neuen Becken 4 verlegt werden.

Nach dem Programm sollten auch die Konstruktionen der Kai- und Molenanlagen, sowie der Speicher- und Schuppenbauten durch Skizzen veranschaulicht werden. Sie bieten im allgemeinen keine Besonderheiten. Das Hauptbauwerk, die 640 m lange Verbindungsmole, muß in 10 bis 12 m Wassertiefe hergestellt werden. Sie ruht auf einer bis 8 m unter Wasserspiegel reichenden Steinschüttung. Darauf stehen steingefüllte Rundholzkisten von 8 m Höhe und 7 m Breite, auf denen dann über Wasser die eigentliche Schutzmauer aus Beton oder Bruchsteinmauerwerk aufgeführt werden kann. Die Baukosten dieser Mole werden sich auf 1,3 Mill. Kr. stellen, also auf etwa 2000 Kr. für 1 m (1 Krone = 1,125 R.-M.).

In dem im Programm auf Grund gegebener Einheitspreise geforderten Kostenüberschlag sind die Kosten der Erdarbeiten und wasserbaulichen Anlagen des Handelshafens berechnet: im ersten Ausbau auf 2 600 000 Kr., im weiteren Ausbau auf 3 800 000 Kr., zusammen also auf 6 400 000 Kr. Dabei sind die Gleis- und Straßenanlagen, die Hochbauten und die Kranausrüstung nicht mit einbegriffen.

Der Wiigsche Entwurf enthält keine neuen Ideen, die nur mit großen Kosten zu verwirklichen wären. Vielmehr paßt er sich der Örtlichkeit und dem praktischen Bedürfnis möglichst an, gestattet aber eine über das Programm noch hinausgehende Steigerung der Leistungsfähigkeit. Seine Richtlinien werden gewiß von der Hafenverwaltung beim weiteren Ausbau des Hafens entsprechend beachtet werden.

M. Contag, Geh. Baurat.

Der Geotechnische Ausschuß der Schwedischen Staatsbahnen 1914 bis 1922.

Alle Rechte vorbehalten.

(Schluß aus Heft 23.)

Für das Berechnen der Standfestigkeit werden zuerst die Grundsätze festgestellt, nach denen bisher gangbare Wege für die Festigkeitsberechnungen ausgewählt worden waren. Nach dem Ermitteln ihrer Nachteile gibt der Ausschuß die Verfahren an, mit denen er seine eigenen Berechnungen durchgeführt hat. Diese beruhen auf der Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen und Reibung bezw. Zusammenhalt in ihnen. Dieses Vorgehen ist nur ein Weg der Berechnungen, wenn es auch als Regel anzusehen ist, das aber besser den tatsächlichen Verhältnissen entspricht als die früheren Wege. Die Grundlage der Festigkeitsberechnung muß, soweit als möglich, ein Vergleich sein mit bekannten Festigkeitsfällen, und in diesem Falle sollten die Berechnungen hauptsächlich nur als eine Hilfe für den Vergleich dienen.

Nunmehr folgt ein sehr umfangreiches Kapitel mit Beschreibungen von einigen Stellen, die genauer untersucht worden sind. Es werden hier 20 Erdrutschungen beschrieben. Bemerkenswert ist dabei, daß in Schweden, soweit bekannt geworden, bisher nur 2 Eisenbahnunfälle auf geotechnische Ursachen zurückzuführen sind. Der eine Unfall trat am 1. Oktober 1918 bei Vita Sikudden ein auf der Strecke Nyköping—Norrköping am Nordufer des Bravikensees. Der Bergabhang rutschte um 7 Uhr abends mit dem Bahndamm auf 45 m Länge in den See (Abb. 5). Da der Vorfall von niemand beobachtet worden war, stürzte der kurz darauf durchfahrende Zug auf dem zerstörten Damm ab, wobei 41 Personen getötet, ebensoviel verletzt und an rollendem Material ein Sachschaden von mehr als einer halben Million schwedischer Kronen angerichtet wurde (Abb. 6 u. 7). Die lockeren Schichten zeigen eine mehr verwickelte Lagerung, sie nehmen, allgemein gesprochen, gegen das Wasser an Dichtigkeit zu und bestehen im oberen Teile hauptsächlich aus Sand und Schlick, unten aus lockerem Ton. Der

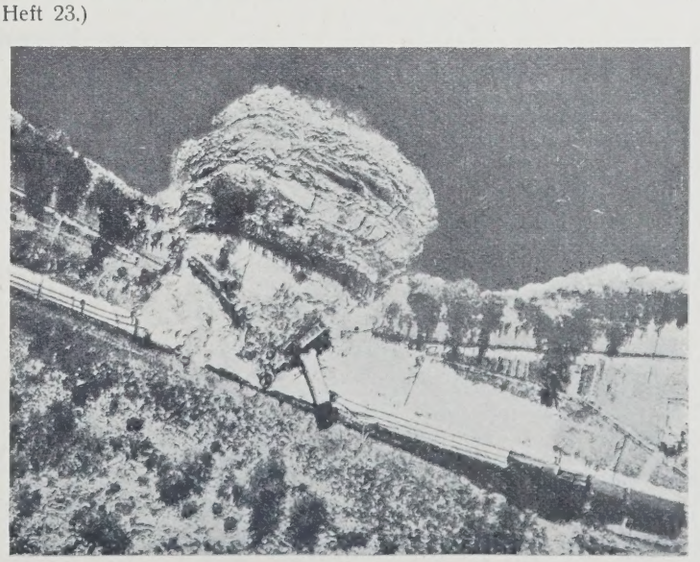


Abb. 5. Erdrutsch bei Vita Sikudden.
Im Vordergrunde der zerstörte Bahndamm mit dem abgestürzten Zug.

Abb. 6. Erdrutsch bei Vita Sikudden mit dem abgerutschten Bahndamm und der abgestürzten Lokomotive.

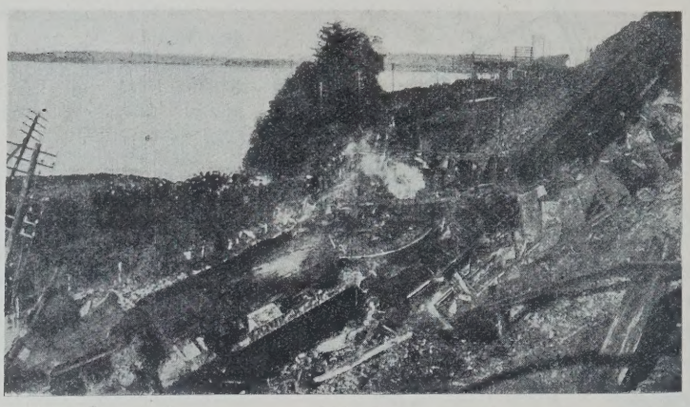


Abb. 7. Erdrutsch bei Vita Sikudden. Im Vordergrunde die abgestürzte Lokomotive.

ganze Erdrutsch kann als ein Abgleiten mit einem glockenförmigen Abriß angesehen werden und als Standfestigkeit der oben liegenden Massen beim Abgleiten auf diesem Abriß. Die oberen Bodenmassen am Seeufer versanken in dem See, während die unteren Teile außerhalb des Seeufers in dem See hochgetrieben wurden (Abb. 8). Als Ursache wurde ein ganz

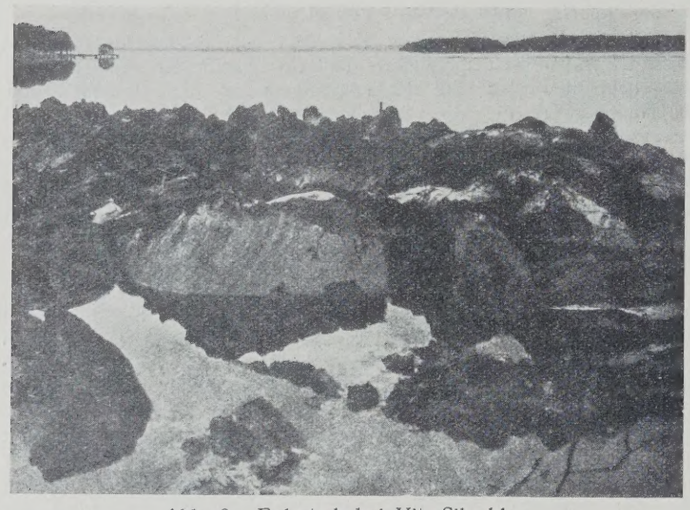


Abb. 8. Erdrutsch bei Vita Sikudden mit dem hochgedrückten Untergrunde des Sees.

außergewöhnliches Eindringen von Wasser in die Dammschüttung und in gewisse Erdschichten angenommen, das von den kurz vorher niedergegangenen Regengüssen, die ungewöhnlich heftig waren, herrührte. Hierdurch sollen die Dammschüttung und Teile der natürlichen Ablagerung schwerer geworden, es wuchs also die Auflast an, anderseits soll die Haftfestigkeit der Bodenteilchen in dem Damm und in den oberen Sandschichten durch das Wassereindringen verringert worden sein.

Der zweite Unfall trat am 24. April 1919 zwischen 7 und 8 Uhr abends am Ufer bei Härnasjön auf der Boras—Ulricehamn-Strecke ein, wo wiederum kurz vor Ankunft eines Zuges der Bergrutsch stattfand. Der Lokomotivführer wurde getötet, einiges rollende Material wurde zerstört. Der Abhang ruhte auf lockeren Erdschichten, Schlamm und Ton. Der Boden war gerade aufgetaut und die gewöhnliche Wasserhöhe in dem See plötzlich um 30 cm gesunken. Das Planum war eben für das Ausrichten der Gleise etwas ausgefüllt worden. Dieser Erdrutsch hat im großen und ganzen seine Ursache in einem Kraftangriff auf den Gleichgewichtszustand. Sie wird in der Gewichtszunahme des Dammes und seiner Durchfeuchtung kurz nach dem Aufhören des Frostes gesehen.

In dem Schlußwort seines Berichtes verweist der Ausschuß darauf, daß es in mehreren Fällen auch jetzt noch nicht möglich sei, genaue Angaben für den Gleichgewichtzustand der Belastung auf schwachem Untergrund zu geben. An verschiedenen Beispielen zeigt er, daß die Forderung nach völliger Sicherheit wirtschaftlich nicht durchführbar sei. Er schätzt die Kosten für entsprechende Maßnahmen überschläglich eher auf mehr als weniger denn 100 Mill. schwedische Kronen. An Gefahrstellen, bei denen die Kosten zu erheblich sind, sei es besser, Eisenbahnunfällen durch Bewachung vorzubeugen, besonders durch die selbsttätigen Warnvorrichtungen, wie sie vorher als „markpeglar" (Grundpegel) beschrieben sind. Schließlich lenkt der Ausschuß die Aufmerksamkeit darauf, daß für die Lösung geotechnischer Fragen ein noch beträchtlich tieferes und eingehenderes Studium erforderlich sei, und spricht den Wunsch aus, die statischen Baubehörden möchten besondere Einrichtungen für geotechnische Forschungen schaffen.

Auf diesen Bericht des geotechnischen Ausschusses gehen auch ein: Prof. Dr. H. Stremme: Die Organisation des Geologendienstes bei den Eisenbahnverwaltungen, Verkehrstechnische Woche vom 17. 9. 1923, S. 278; Prof. Dr.-Ing. Terzaghi: Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage, Leipzig und Wien 1925, Franz Deuticke, S. 390; Geheimrat Prof. Dr. R. Michael und Dr. W. Dienemann: Die Rutschungen im Eisenbahneinschnitt Rosengarten, Jahrbuch der Preuß. Geologischen Landesanstalt für 1926, Bd. 47, Heft 1, Beyschlag-Bd., S. 589; Prof. W. Fellenius: Erdstatische Berechnungen mit Reibung und Kohäsion (Adhäsion) und unter Annahme kreiszylindrischer Gleitflächen, Berlin 1927, Wilhelm Ernst & Sohn; Reichsbahnrat Backofen: Gleitflächen bei Rutschungen im Ton, Zentralbl. d. Bauverw. vom 3. und 10. 8. 1927, S. 388, sowie Prof. V. Pollack: Über Bewegungen des anstehenden Bodens bei Erd- und Felsarbeiten, Zentralbl. d. Bauverw. vom 14. 9. und 21. 9. 1927, S. 474 und 487.

Reichsbahnoberrat Guttstadt, Frankfurt (Oder).

Vermischtes.

Technische Hochschule Dresden. Anläßlich der Jahrhundertfeier der Hochschule am 4. Juni d. J. wurden 16 Ehrensenatoren und 29 Ehrendoktoren ernannt. Unter den neuen Ehrensenatoren befinden sich Staatssekretär Dr.-Ing. ehr. Hans Bredow, Berlin, Ministerialdirektor Geheimer Rat Dr.-Ing. ehr. Just und unser geschätzter Mitarbeiter Ministerialrat Dr.-Ing. Artur Speck, Dresden, Vorstand der Sächsischen Straßenbaudirektion. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber erhielten u. a. der Rektor der Technischen Hochschule München, Oberbaudirektor Prof. Dantscher, der Präsident der Reichsbahndirektion Dresden Richard Kluge, der Vorstand der Sächsischen Wasserbaudirektion Ministerialrat Sorger, Dresden, Prof. Dr. phil. Ernst v. Bassermann-Jordan, München, und Stadtbaurat Karl Wahl, Dresden.

Die Bautätigkeit in der Wasserstraßenverwaltung. Im Rahmen einer Pressebekanntmachung über die Zwecklosigkeit von Gesuchen um Verwendung beim Bau und der Unterhaltung von Reichswasserstraßen hat der Herr Reichsverkehrsminister u. a. darauf hingewiesen, daß die Finanzlage des Reiches eine Einschränkung der Bautätigkeit notwendig mache. Wie der Herr Reichsverkehrsminister dem Zentral-Verein für deutsche Binnenschiffahrt auf Anfrage mitteilt, bezog sich diese Bemerkung über eine notwendige Einschränkung der Bautätigkeit auf die Abstriche, die der ordentliche Haushalt der Reichswasserstraßenverwaltung gegenüber den Vorjahren erfahren hat. Der Herr Reichsminister der Finanzen sei zwar befugt, nötigenfalls die Mittel für Ausgaben des außerordentlichen Haushalts zu kürzen, doch lasse sich noch nicht voraussehen, ob die Finanzlage des Reiches zu einer solchen Maßnahme zwingen wird.

Sporthalle für die Universität von Minnesota zu Minneapolis. Die neue Sporthalle zu Minneapolis (Min.) überdeckt nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 12. April 1928 eine Sportfläche von 134 × 72 m. Sie ist für die Minnesota-Universität insofern von besonderer Bedeutung, als durch sie trotz des rauhen Klimas die Möglichkeit des Sporttreibens während des ganzen Jahres geschaffen wurde. Die Baukosten belaufen sich auf etwa 2 140000 R.-M.

Auf den seitlichen Zuschauergalerien sind 8500 feste Sitzplätze angeordnet. Die Aufnahmefähigkeit kann jedoch durch Hinzufügen von tragbaren Sitzen bis auf 30 000 Zuschauerplätze gesteigert werden. Abb. 1 zeigt eine Innenansicht. Der Basketball-Platz, der auf einem Ende der 134 m langen Halle angeordnet ist, kann bei Bedarf beseitigt werden. Vor den unteren Balkonen ist ein Drahtgitter zum Schutz ausgespannt.

Im Erdgeschoß sind an einem Ende des Bauwerks der Eingang mit der Kartenausgabe und eine größere Anzahl verschließbarer Schränke angeordnet. Eine Heizanlage für Dampf- und Warmwasserheizung kann alle Teile des Bauwerkes bei starkem Frostwetter im Innern frostfrei halten.

14 Dreigelenkbogenbinder, die das Dach und die 10,5 m frei auskragenden Seitengalerien tragen, spannen sich über die 72 m breite Halle. Die Scheitelhöhe der Binder ist rd. 30,5 m. Der Krümmungshalbmesser des Obergurtes ist 42,2 m, der des Untergurtes 32 m. Die seitlichen Längswände an den lotrechten Schenkeln der Binder sind rd. 13 m hoch. Gurte und Füllstäbe sind aus gleichartigen Profilen von etwa 33 cm Höhe gebildet, die jedoch im Gewicht von 13 bis 54,5 kg/lfd. m entsprechend den aufzunehmenden Kräften wechseln (Abb. 2).

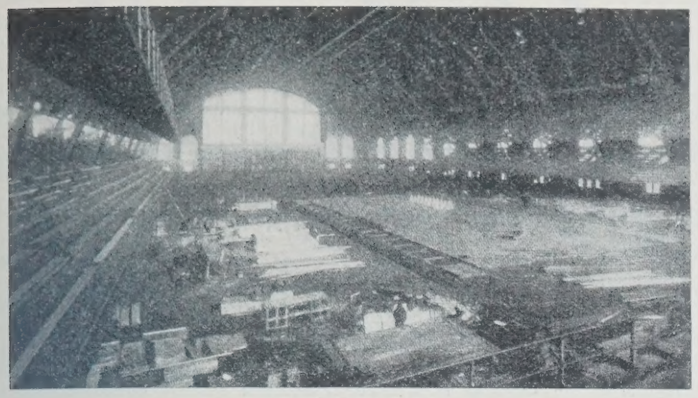


Abb. 1.

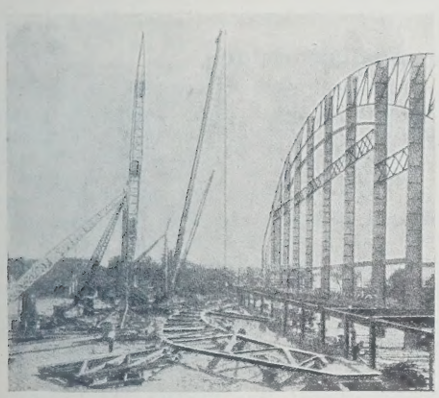


Abb. 2.

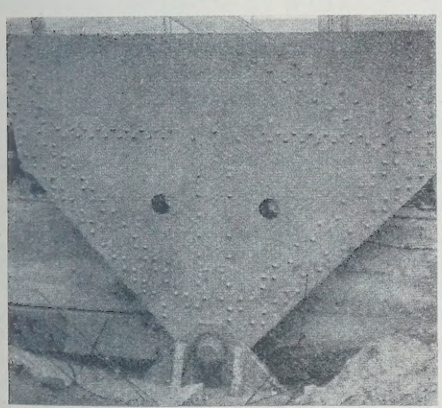


Abb. 3.

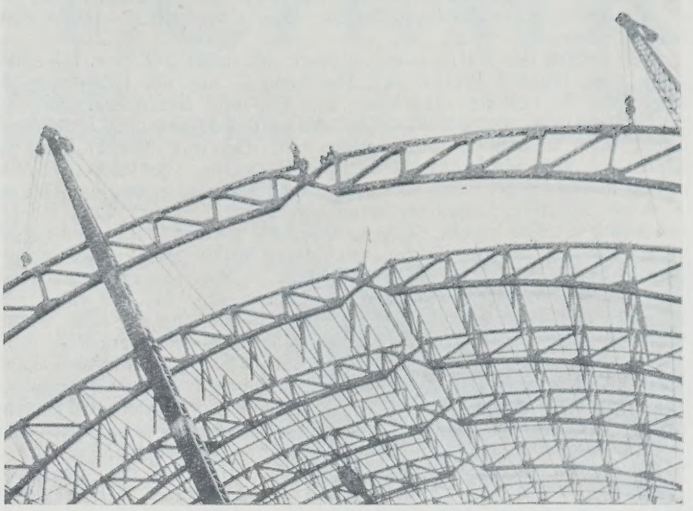


Abb. 5.

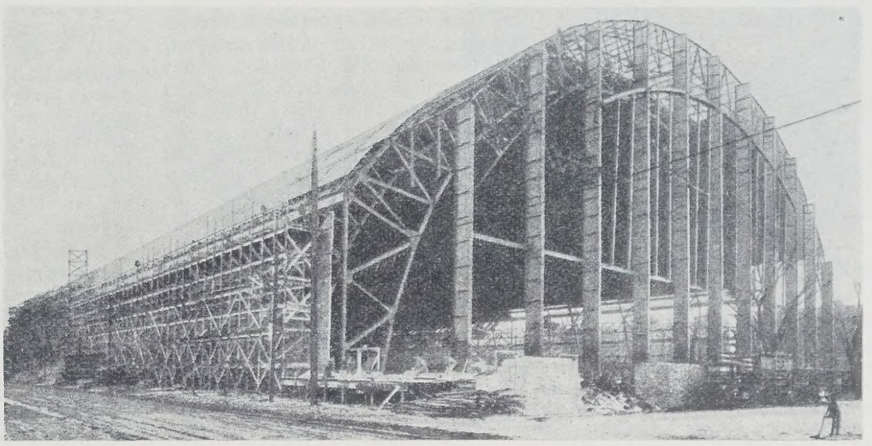


Abb. 4.

Durch die überall gleiche Profilhöhe ergaben sich einfache Knotenanschlüsse. Jeder Binderfuß ruht mit seinem Fußgelenk auf einer am Betonfundament verschraubten Stahlplatte. Das Betonfundament hat eine Fläche von 1,2 m² und 1,25 m Tiefe. Der wagerechte Zug zwischen den Fußgelenken wird durch einen etwa 1 m unter dem Boden liegenden, in Beton eingebetteten Anker aufgenommen (Abb. 3).

Das Gerippe der Giebelwände wird aus lotrechten, etwa 92 cm tiefen Vollwandsäulen aus Stahl gebildet, die im Boden eingespannt und oben mit den Endbindern verbunden sind (Abb. 4). Die Dachhaut, die aus fest aneinandergefügten gebogenen Kupferstahlplatten besteht, wird von Gitterpfetten (Paralleltrögern) getragen, die an die Pfosten des Binderfachwerks anschließen (Abb. 5).

Wegen der großen Länge der Halle wurden drei wasserdicht verkleidete Dehnungsfugen im Dach und in den seitlichen Wänden vorgesehen. Als Schutz gegen Wärmedehnungen wurde eine patentierte Isolierschicht auf die Stahlplatten gebracht und mit diesen zur Vermeidung des Gleitens durch Schrauben befestigt. Darüber kam eine Asphaltlage. Die gesamte Dachdecke wiegt nur 29,2 kg/m². Das Dach ist für einen wagerechten Winddruck von rd. 145 kg/m² am steileren und rd. 85 kg/m² am flacheren Teil berechnet, ferner wurden rd. 48 kg/m² für Hagel und Eis am flachen Teil berücksichtigt. Als Schneelast wurden 48 kg/m² am steilen und 195 kg/m² am flachen Teil des Daches angenommen.

Jede Binderhälfte wurde in vier Teilen für die Aufstellung angeliefert. Die Binderhälften wurden dann zu zwei Stücken am Boden zusammengestellt. Nach Aufrichten der senkrechten Seitenteile wurden die oberen Teile der Binder an Richtbäumen hochgezogen, mit den Seitenteilen verbunden und im Gelenk zusammengeschlossen. Während also zwei Richtbäume zum Hochziehen der Teile eines Binders genügten, konnte ein dritter Richtbaum zum Zusammenstellen der Teile des folgenden Binders am Boden verwendet werden.

Der Bauvertrag für das Gebäude wurde am 10. März 1927 abgeschlossen. Am 4. Februar 1928 war die Halle fertiggestellt. Das gesamte Stahlgewicht betrug 2100 t. Zs.

Tagung nordwestdeutscher Geologen in Wilhelmshaven. Mit Unterstützung der Marinewerft fand in Wilhelmshaven während der Pfingsttage 1928 eine Tagung nordwestdeutscher Geologen und an der Geologie dieser Gegend interessierter Herren statt, die von Dr. Dewers, Bremen, und Obermarinebaurat Dr. Krüger, Wilhelmshaven, angeregt war. Anwesend waren u. a. Herren der Marine, der preußischen Geologischen Landesanstalt und der Landesanstalt für Gewässerkunde, Berlin, des mineralogisch-geologischen Staatsinstituts, Hamburg, Baubeamte der Jade- und Weserkorrektion, der preußischen und oldenburgischen Regierungen und der Landeskultur- und Bauämter. Es wurden die Umgebung des Jadebusens, Aufschlüsse in Sand- und Lehmgruben, Watten der Innen- und Außenjade, das verschwindende Außendeich-Hochmoor im südlichen Jadebusen, die verschwindende Marschinsel Oberahn mit den Pflugfurchen, die verschwindende Geestinsel Arngast besichtigt und hierbei an verschiedenen Stellen Bohrungen, Aufgrabungen und Bodenentnahme mit Greifbagger ausgeführt. Unterstützt wurden die Besichtigungen durch Vorträge und durch praktische Vorführungen in der Wasserbau-Versuchsanstalt der Marinewerft über die Wirkung der Jade-Korrektionsbauten auf die Sandwanderung und Tiefhaltung des Jade-Fahrwassers.

Die Tagung hat zur Klärung vieler Fragen der Diluvial- und Alluvialgeologie, der Entstehung des Jadebusens, der Küstensenkung und der Entwässerung der Marsch beigetragen.

Überraschend war bei den eiszeitlichen Sanden, die bei Horsten, Marx, Nehten usw. gegraben werden, der hohe Gehalt an hellen runden Quarzkieseln. Dies läßt darauf schließen, daß Flußablagerungen des jüngsten Tertiärs (Pliozän) unter den eiszeitlichen Ablagerungen liegen und vom Eise aufgenommen und mitgeschleppt wurden. In der Tat haben die tieferen Bohrungen, deren Erdproben leider häufig nicht mehr zu erlangen waren, aber doch gesammelt werden müßten, ergeben, daß im nördlichen Oldenburg bis Ostfriesland hinein das Pliozän ähnlich ausgebildet ist wie auf Sylt. Durch Vergleichen der tieferen Bohrungen wird man später auch Aufschluß erhalten, welche Gebiete am stärksten von der Küstensenkung betroffen werden.

Die Oberfläche des Diluviums Nordoldenburgs und Ostfrieslands hat auffallend geringes Gefälle. Bemerkenswert ist die ausgesprochen parallele, nordost-südwestliche Richtung der Täler. Das bisher als Lauenburger Ton bezeichnete Rohmaterial der oldenburgischen Ziegeleien wird zunächst besser mit dem einheimischen Ausdruck Dwo oder Schminck benannt, da es vorläufig nicht möglich ist, es mit Sicherheit mit dem typischen Lauenburger Ton zu identifizieren. Die entkalkten und verwitterten und vom Gletschereis durchkneteten obersten Lagen des Schmincks

geben den so wertvollen Klinkerton. Vielfach ist in diesem in der Eiszeit zugeführtes Eichenholz eingelagert. Häufig beobachtet wurden durch Eisdruck gestauchte Sande.

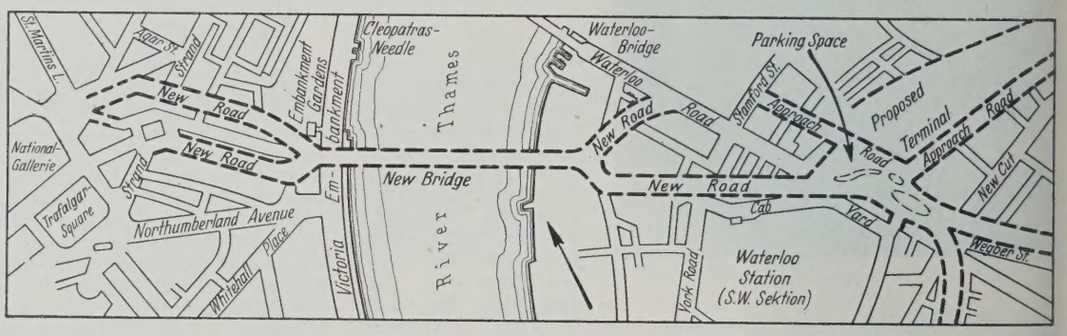
Der Aufbau des Alluviums gliedert sich nach Schütte folgendermaßen: Die ältesten Proben des Alluviums — aus der Umgebung der Doggerbank — bestehen aus Moor und Klei und lassen erkennen, daß das Festland bis etwa 8000 v. Chr. bis zur Dogger- und Jütlandbank reichte, dann allmählich untertauchte, und daß sein ältester Rand allmählich bis 50 m unter dem Meeresspiegel tauchte. Nachdem das Meer bis zum Inselkranz der heutigen Küste vorgedrungen war, trat eine Hebung ein, durch erhärtete, verkittete Strandablagerungen in etwa 20 m Meerestiefe markiert. Eine zweite Senkung schuf die alte Marsch im heutigen Festlandbereich. Ein Jade-Weser-Busen drang bis Vegesack weseraufwärts. Diese Marsch überdeckt den alten Waldtorf im Weserurstrombett der Eiszeit und trägt selbst wieder eine Moordecke, die sich in einer frühgeschichtlichen Hebung ausbildete. Die höheren Ränder dieser Marsch wurden seit etwa 500 v. Chr. von Menschen besiedelt, zunächst ohne Wurten und Deiche. Erst in nachchristlicher Zeit nötigte eine neue Landsenkung die Bewohner zur künstlichen Erhöhung ihrer Siedlungsplätze und später zur Landbedeichung. Das Meer zerstörte oder überschlickte einen großen Teil der jungen Moore und überdeckte die ganze alte Marsch mit jüngstem Alluvium. Diese Senkung nimmt noch ihren Fortgang.

Die Sandwanderungen in der Deutschen Bucht und die Wanderung der ostfriesischen Inseln sind geologisch noch besonders zu untersuchen. Die Untersuchungen über den Schlickfall im Jadebusen werden durch die von der Senckenbergischen Naturforschenden Gesellschaft in Wilhelmshaven errichteten Forschungsstelle bearbeitet.

Die Besichtigung der Siele in Wapelersiel, Schweiburgersiel, Vareler Schleuse, Ellenserdamm und Mariensiel veranschaulichte die Abhängigkeit der Marschentwässerung von Ebbe und Flut und die Entwicklung des Sielbaues vom alten Holzsiel bis zum mehrteiligen massiven Siel, deren Tätigkeit in neuerer Zeit durch Schöpfwerke unterstützt wird. Durch die Befahrung der teilweise vielfach gewundenen, mehrere Kilometer langen Außentiefe wurde festgestellt, daß die Anwendung der neuartigen, in großen Abmessungen nach dem Entwurf von Steuermann Wehen und Obermarinebaurat Dr. h. c. Krüger gebauten Mudderprahme eine wertvolle Verbesserung bei der Beseitigung des massenhaft anfallenden Schlicks darstellt.

Neuer Straßen- und Brückenbauplan in London. Zwischen der Tower-Brücke in Londons Eastend und der kurz vor dem Kriege gebauten Brücke im Vorort Kew spannen sich siebzehn Brücken über die Themse, und sechs Tunnel sind unter der Flußsohle hindurchgeführt. Der Verkehr zwischen den beiden durch die Themse voneinander getrennten, annähernd gleich großen Teilen der Stadt ist, insbesondere in der Innenstadt, so groß geworden, daß ihn die vorhandenen Verkehrseinrichtungen, die den Flußlauf kreuzen, nicht mehr bewältigen können.

Seit vier Jahren beschäftigt sich eine von der Reichsregierung und von der Stadtverwaltung eingesetzte Kommission mit der Ausarbeitung eines neuen Planes für eine Hochstraße von Trafalgar Square über die Themse bis zum Waterloo-Bahnhof. Die aus umfangreicher Vorarbeit und zahlreichen vergleichenden Vorschlägen hervorgegangene Planung dieser Kommission, die in nebenstehender Abbildung dargestellt ist, beschäftigt zurzeit die in Frage kommenden Behörden und Verwaltungen. Wenn der Plan zur Ausführung gelangen sollte, was nach Sachlage anzunehmen ist, wird einer der ältesten und interessantesten Stadtteile Londons ein wesentlich anderes Aussehen erhalten; unter anderem fällt der nicht mehr zeitgemäße Bahnhof Charing Cross der Entwicklung zum Opfer.



In ähnlicher Weise, wie bei dem neuen Holland-Tunnel in New York, sieht der Plan eine Teilung des neuen Straßenzuges auf beiden Flußufern vor, um die Verkehrsströme möglichst zwanglos und ungehemmt den Brückenfahrbahnen zuzuführen. Im Zusammenhang mit der Ausführung des Planes ist auch beabsichtigt, die alte Waterloo-Brücke dem zeitgemäßen Verkehr entsprechend umzubauen. Zur Entlastung dieser Brücke ist vor vielen Jahren eine unschöne Hilfsbrücke gebaut, die nunmehr bald verschwinden soll.

Die Baukosten der gesamten Planung, einschließlich des Umbaues der Waterloo-Brücke, sind auf 200 Mill. R.-M. veranschlagt worden. Der Antrag der Kommission geht dahin, diese Kosten zu Dreiviertel auf das Reich und zu Einviertel auf die Stadt London zu übernehmen. Nils Buer.

Neue Untergrundbahn in Oslo. Die erste Untergrundbahnstrecke in Oslo ist kürzlich dem öffentlichen Verkehr übergeben worden. Die bekannte Vorortbahn, die am Stadtrande an der Endhaltestelle Majorstuen der Straßenbahn beginnt und durch die Gemeinde Aker nach dem berühmten Holmenkollen, dem Orte der Wintersportveranstaltungen, führt, ist nunmehr durch einen zweigleisigen Tunnel bis zum Platze vor der Universität geleitet worden. Die Tunnelstrecke, die 2 km lang ist, liegt fast in ihrer ganzen Ausdehnung im festen Schiefergebirge, dessen Schichtenlagerung schräg gerichtet ist, so daß umfangreiche Ausmauerungen der Tunnelwandung notwendig waren, um Schäden am Bauwerk zu vermeiden. Abgesehen von der vorhandenen Endhaltestelle Majorstuen sind zunächst nur zwei Haltestellen, Volkyrieplatz und im Schloßpark vor der Universität, vorgesehen. Es ist aber Vorsorge getroffen, daß später eine weitere Haltestelle im Bedarfsfalle eingerichtet werden kann. Mit den Bauarbeiten wurde 1926 begonnen. Die Deflation der norwegischen Währung und wirtschaftliche Schwierigkeiten der Stadtverwaltung verursachten eine nicht unerhebliche Bauverzögerung. Die gesamten Baukosten, einschließlich der elektrischen Ausrüstung und der Vermehrung der Betriebsmittel, beziffern sich auf etwa 10 Mill. Kr. N. B.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 20. Juni erschienene Heft 12 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Professor H. Kayser: Wettbewerb für eine zweite feste Straßenbrücke über die Mosel in Koblenz. — Regierungsbaumeister R. Fischer: Die Gewölbestützlinie, die Verfahren zu ihrer Ermittlung und deren Genauigkeit. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Hohlkörperdecken als „Eisenbetonrippendecken“ — oder als „Steineisendecken“. — Dipl.-Ing. P. Grünberger: Der Eisenbetonbalken ohne Schrägen. — Dr.-Ing. R. Kraus: Rückblick auf die geschichtliche Entwicklung der Eisenbetonschwelle.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnoberräte Scheel, Vorstand des R. B. A. Kolberg, als Vorstand zum R. B. A. Stargard (Pomm.) 2, und Rothe, Vorstand der Reichsbahn-Betriebsdirektion Leipzig 1, als Mitglied zur R. B. D. Dresden, die Reichsbahnräte Heinrich Bauer, Vorstand des R. V. A. Fulda, als Vorstand zum R. V. A. Koblenz 1, Mantey, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Vorstand zum R. V. A. Allenstein, Wendt, bisher bei der R. B. D. Mainz, als Vorstand zum R. V. A. Hameln, Andreä, Vorstand des R. B. A. Stargard (Pomm.) 2, als Vorstand zum R. B. A. Kolberg, Stärk, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Rothenburg (Han.), zum R. B. A. Bremen 2, und Kurt Körner, bisher bei der Reichsbahn-Betriebsdirektion Leipzig 1, zur Reichsbahn-Betriebsdirektion Dresden 1, sowie der Reichsbahnassessor Dr. jur. Utermann, bisher bei der R. B. D. Hannover, zur R. B. D. Breslau.

Übertragen: dem Reichsbahnoberrat Max Pfeiffer in Leipzig die auftragsweise Leitung der Reichsbahn-Betriebsdirektion Leipzig 1, dem Reichsbahnrat Reuschle in Halle (Saale) die Leitung des neuerrichteten Reichsbahn-Neubauamts Halle 2.

Überwiesen: der Reichsbahnamtmann Hofmann, Leiter des Bahnhofs Ulm, zum R. B. A. daselbst.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnamtmann Wilhelm Lorenz, Vorsteher des Hauptbahnhofs Rostock.

Preußen. Zu Regierungsbauräten ernannt und als solche planmäßig angestellt worden sind folgende Regierungsbaumeister (W.): Sievers beim Neubauamt in Fürstenberg a. d. Oder, Otto Schmidt (beurl. zum Ministerium für Handel und Gewerbe), Wiener (beurl.), Jessen in Wedesbüttel (Kanalbauamt in Fallersleben), Ertmann beim Wasserbauamt in Zehdenick, Scheelhaase beim Kanalbauamt in Fallersleben, Dr.-Ing. Mügge in Olfen (Neubauamt Münster i. Westf.), Ludwig Weinrich beim Wasserbauamt in Brieg, Sartorius (beurl. zum Reichsverkehrsministerium), Weinnoldt beim Vorarbeitenamt in Rendsburg.

Der Regierungsbaurat (W.) Otto Schmidt, bisher zum Ministerium für Handel und Gewerbe beurlaubt, ist an das Wasserbauamt in Wesermünde versetzt worden.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den im zeitlichen Ruhestande befindlichen Baurat Sigel, zuletzt planmäßig bei der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau, in den dauernden Ruhestand versetzt.

INHALT: Die Buhnenwirkung. — Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen. — Der Ausbau des Hafens von Tallinn (Reval) in Estland nach dem preisgekrönten Entwurf von M. Wilg. — Der Geotechnische Ausschuß der Schwedischen Staatsbahnen 1914 bis 1922. (Schluß.) — Vermischtes: Technische Hochschule Dresden. — Bautätigkeit in der Wasserstraßenverwaltung. — Sporthalle für die Universität zu Minneapolis. — Tagung nordwestdeutscher Geologen in Wilhelmshaven. — Neuer Straßen- und Brückenbauplan in London. — Neue Untergrundbahnen in Oslo. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 29. Juni 1928 | Heft 28

Alle Rechte vorbehalten.

Die Gründung des Kleist-Lyzeums in Berlin.

Von Magistratsbaurat Dr.-Ing. **Georg Klose**, Bezirksamt Berlin-Tiergarten.

Für den Neubau des Kleist-Lyzeums nebst anschließendem Film-Seminar im Bezirke Berlin-Tiergarten wurde in der Levetzowstraße Nr. 1—5 ein langgestrecktes Grundstück vorgesehen, das eine Länge von rd. 169 m und eine Breite von rd. 50 m hat. Schon beim Erwerb dieses Grundstücks wurde durch vorläufige Untersuchungen des Bodens und durch Bohrungen festgestellt, daß sich unter einer Schicht Bauschutt, die zur Auffüllung des Geländes gedient hatte, eine starke Moorschicht befand. Die Schicht, die sich übrigens vielfach im Berliner Untergrunde vorfindet, ist dadurch zu erklären, daß das Gelände ursprünglich ein alter Lauf der Spree war, die in der Nähe in einem großen nach Norden offenen Bogen fließt. Dieser Befund des Bodens, sowie auch Erkundigungen, die über benachbarte Häuser eingezogen wurden, gaben Veranlassung, durch genauere Untersuchungen festzustellen, ob und inwieweit eine besondere Gründung des sechs Geschosse enthaltenden Gebäudes notwendig war.

Nachdem der erste Grundriß für die Schule festgelegt war, wurden in regelmäßigen Abständen, und zwar hauptsächlich unter den belasteten Mauern und Pfeilern, 50 Bohrlöcher hergestellt, die im Durchschnitt 8 bis 12 m unter das vorhandene Gelände vorgetrieben wurden. Von den Ergebnissen dieser Bohrungen ist in der nachstehenden Tabelle 1 ein typisches Beispiel gegeben:

Tabelle 1.

Bohrloch Nr. 16.

Gelände	+ 32,65
Aufgefüllter Boden . .	32,65 — 31,25
Moor	31,25 — 28,55
Weicher Schliefsand . .	28,55 — 26,55
Schärferer Sand . . .	26,55 — 25,55
Scharfer grauer Sand . .	25,55 — 23,55

Sie zeigt, daß unter der bereits genannten Auffüllung mit Bauschutt, die etwa 1 bis 3 m stark ist, eine mehrere Meter mächtige Moorschicht und darunter Schliefsand lag, unter dem sich scharfer grauer Sand befand, während das Grundwasser ziemlich genau mit der Höhe der Moorschicht auf Ordinate + 30,50 m anstand.

Daneben wurden umfangreiche Belastungsproben nach Brennecke angestellt, die auf dem Baugrunde unter der Moorschicht ziemlich große Einsinktiefen ergaben. Ferner wurden den Bohrlöchern je 10 Boden- und 10 Wasserproben entnommen und dem Technischen Untersuchungsamte Berlin zur Begutachtung übersandt, dessen Befund dahin lautete, daß in dem Grundwasser gebundene Schwefelsäure SO_3 bis zu 980 mg/l enthalten war, während der getrocknete und wasserfreie Moorboden bis zu 1,57 % schwefelsauren Kalk, 0,66 % Eisensulfid und Pyrit enthielt und die Gesamtmenge des vorhandenen, durch Oxydation von Sulfid und Pyrit bindungsfähigen, schwefelsauren Anhydrids 1,8 % betrug.

Nach diesem Befunde hat der Boden reichlich schwefelhaltige Salze und Pyrit, ebenso das Grundwasser einen so hohen Gehalt an gebundener Schwefelsäure, daß Portlandzementbeton zum starken Treiben gebracht und voraussichtlich nach einigen Jahren, besonders in der Zone des Grundwasserspiegels, zerstört werden würde. Da sämtliche Wässer außerdem erhebliche Mengen an gelösten Huminstoffen enthalten, verbot sich die Verwendung magergemischten und daher porösen Betons. Das Untersuchungsamt schlug vor, wegen des hohen Sulfidgehaltes Spezial-Zemente zu verwenden

Abb. 3.
Rammen der Mastpfähle.

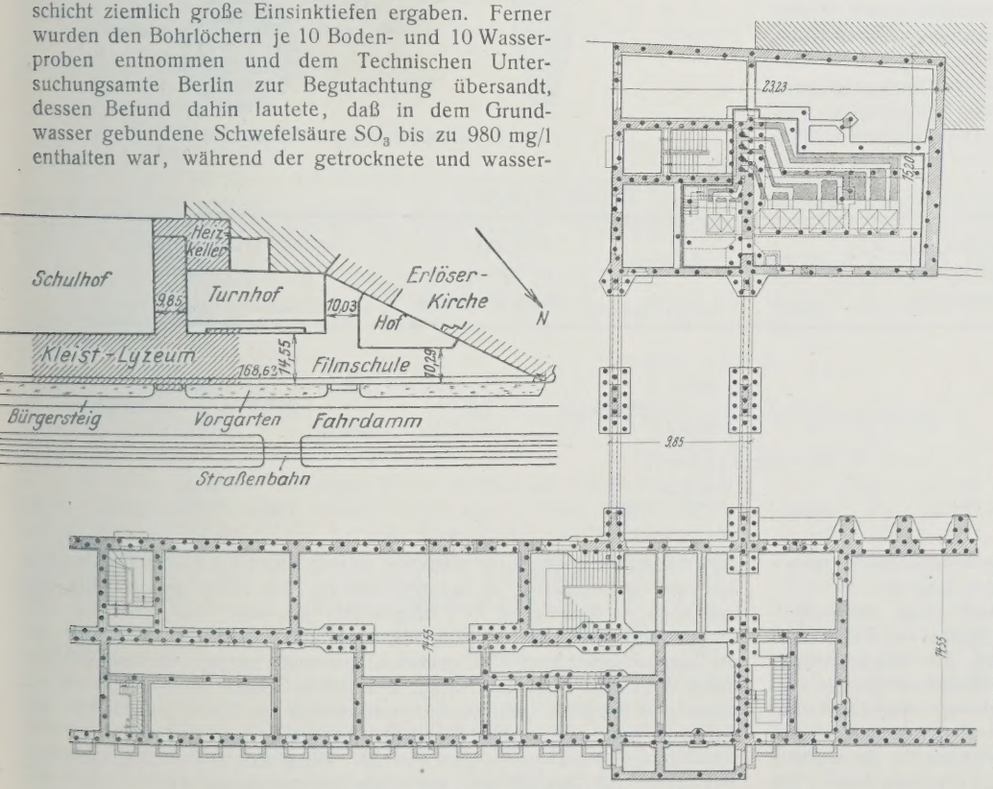


Abb. 1. Lageplan und Teilgrundriß.

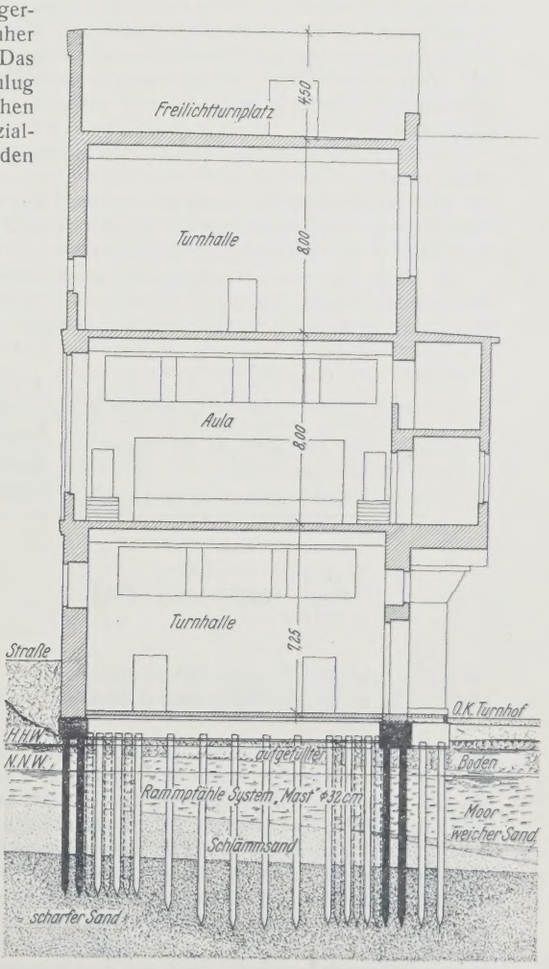


Abb. 2. Querschnitt des Aula- und Turnhallenbaues.

und einen möglichst dichten Beton in starker Mischung herzustellen. — Über die Gründung selbst wurden nunmehr eingehende Erwägungen angestellt und sowohl Pfähle verschiedener Bauweisen als eine Gründung auf Beton unter Wasserhaltung und anderes in Aussicht genommen. Das Ergebnis dieser Prüfungen und namentlich auch eingehender, vergleichender Kostenermittlungen war, daß im vorliegenden Falle eine Gründung auf Mastpfählen mit einer Füllung von Erzzement-Beton und darüberliegenden Banketten aus gewöhnlichem Beton sich als am besten geeignet erwies.

Was zunächst den Erzzement anbelangt, so will ich hier kurz bemerken, daß die Tonerde (bezw. ihre Verbindung mit Kalk, die sogenannten Kalk-Aluminate) derjenige Bestandteil des Zementes ist, der der Einwirkung der schwefelsauren Salze am meisten unterliegt. Es war daher das Bestreben, die Tonerde aus dem Zement zu entfernen und sie durch einen anderen Stoff zu ersetzen; dies geschieht durch Eisenoxyd beim Erzzement, dessen Zusammensetzung in der nachstehenden Tabelle 2 angegeben ist:

Tabelle 2.

Erzzement, Hemmoor.

Kieselsäure	19,472 %
Tonerde	3,471 „
Eisenoxyd	9,435 „
Manganoxyd	0,161 „
Kalkerde	63,503 „
Schwefelsaure Kalkerde	2,148 „
Magnesia	0,644 „
Alkalien	nicht best.
Wasser und Kohlensäure	0,782 %
	99,616 %

Bevor mit der Gründung begonnen wurde, wurde zunächst der in Aussicht genommene Kies, und zwar Niederfinower Kies, der in gleichmäßiger Beschaffenheit zu erhalten war, untersucht. Um Anhaltspunkte zu gewinnen, wie sich die in Aussicht genommene Gründung mit Betonpfählen Bauart Mast mit patentiertem zweiten Innenanstrich gegen die Angriffe des als schädlich festgestellten Grundwassers verhalten würde, und um sich ein Bild von der Festigkeit des zu verwendenden Betons zu machen, wurde eine Reihe von Versuchen unternommen, die sich hauptsächlich in zwei Richtungen erstreckten. Es wurde einmal eine Anzahl von Probewürfeln von 20 cm Kantenlänge in der für das Bauwerk vorgesehenen Mischung hergestellt und zum Teil nach Vornahme eines Schutzanstriches, der den Schutzanstrich der Mastpfähle darstellen sollte, teils ohne diesen Schutzanstrich an Ort und Stelle unter Wasser eingegraben und nach 7, nach 28 und nach 90 Tagen der Druckprobe unterzogen.

Die Ergebnisse einiger dieser Versuchsreihen sind in Tabelle 3 niedergelegt.

Die Versuche zeigten, daß die Verwendung von Erzzement in den Pfählen und von Portlandzement in den Banketten eine technisch und wirtschaftlich befriedigende Lösung darstellen.

In Ergänzung dieser Versuchsreihe wurde noch das Bruchstück eines Betonpfahles, Bauart Mast, der nach dem in Aussicht genommenen Verfahren hergestellt war, der Druckprobe unterzogen. Das Stück war 6 Jahre

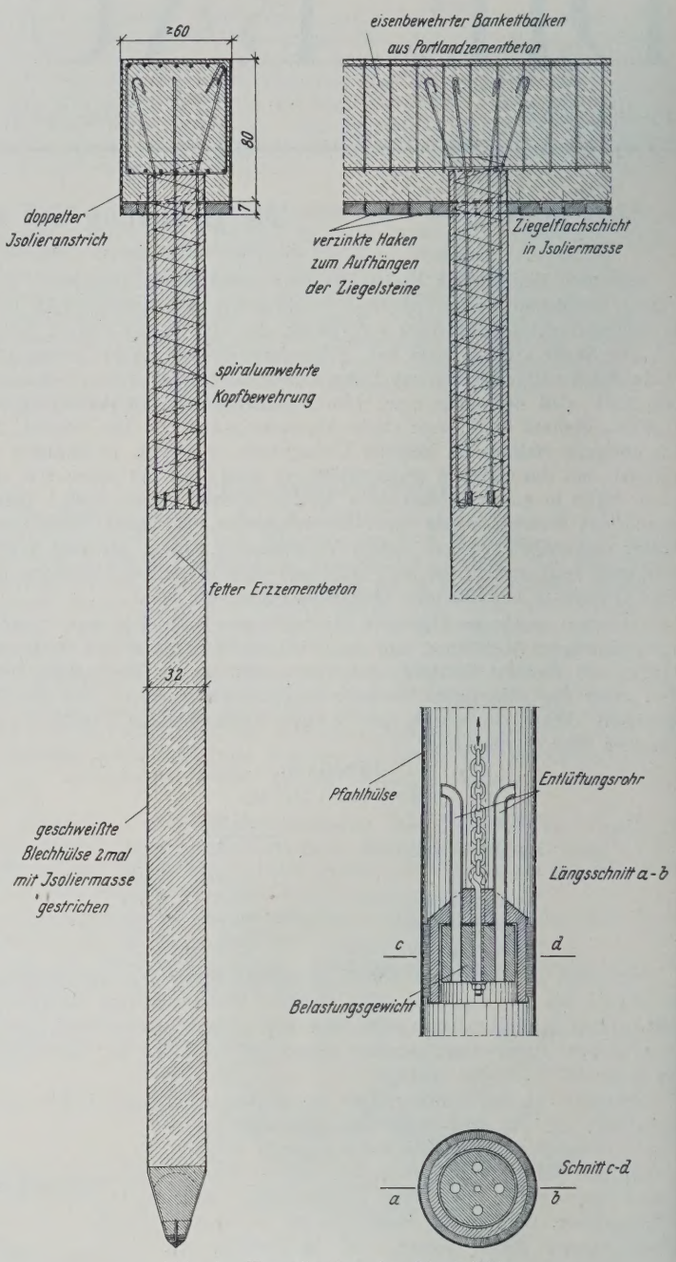


Abb. 4. Einzelheiten der Mastpfähle.

Tabelle 3.

Betonwürfel. Mischung 1:4. Druckfestigkeit.

Nr.	7 Tage kg/cm²		28 Tage kg/cm²		Sicherheit für max 40 kg/cm² Beanspruchung	7:28 Tagen kg/cm²	90 Tage kg/cm²		Sicherheit für max 40 kg/cm² Beanspruchung	Kontrollwürfel, hergestellt im Laboratorium kg/cm²		kg/cm²	kg/cm²
A. Erzzement.													
1	60,8		162,5				360,0			208,7		332,5	
2	103,4	**82,3**	186,3	**174,4**	4,4	0,47:1		**298,00**	7,5		**218,1**		**333,2**
3	82,8						237,5			227,5		333,8	
B. Portlandzement.													
1	56,3		150,5				177,5			118,9		216,3	
2	51,3	**53,8**	156,3	**153,2**	3,8	0,35:1	173,8	**175,7**	4,4	155,0	**136,1**	215,0	215,7

alt und hatte etwa $5^1/_2$ Jahre in einem ähnlichen betonschädlichen Boden gesteckt, die Druckprobe ergab eine Festigkeit von 485 kg/cm².

Das Wesen des Betonrammpfahles „Bauart Mast" liegt bekanntlich darin, daß eine dünne Blechhülse mit patentierter Spitze mit Hilfe einer lose in der Hülse sitzenden Holzjungfer eingerammt, die Jungfer wieder herausgezogen und die im Boden verbleibende Hülse mit Beton einschließlich der etwa erforderlichen Rundeisenbewehrung ausgefüllt wird. Die Hauptvorzüge dieses Verfahrens sind, daß der Beton keinen Rammschlägen ausgesetzt wird, und man nicht auf das Erhärten der Betonpfähle zu warten braucht, sondern sofort mit dem Rammen beginnen kann. Die Anpassungsfähigkeit an wechselnde Tiefenlagen des guten Baugrundes ist außerordentlich groß, da je nachdem nur ein Stück der Blechhülse autoge an- oder abgeschweißt zu werden braucht. Da ferner grundsätzlich nu mit leichtem Rammgerät (1 t Bärgewicht) gerammt wird, sind die Er schütterungen beim Bauvorgang, die auch noch durch das Luftpolster ur die Jungfer herum gemildert werden, ungewöhlich gering. Ein vorzügliche durch Versuche erprobter Schutz des Betons gegen Moorsäure usw. is durch den ebenfalls patentierten Innenanstrich der Hülse zu erzielen, de erst nach dem eigentlichen Rammen eingebracht wird und somit vor Be schädigungen vollkommen gesichert ist. Verschiedene Besichtigungen an Baustellen mit Mastpfählen, sowie auch ausgezogener Pfähle haben di Angaben, daß der Anstrich der Hülsen fest am Beton haftet, bestätig

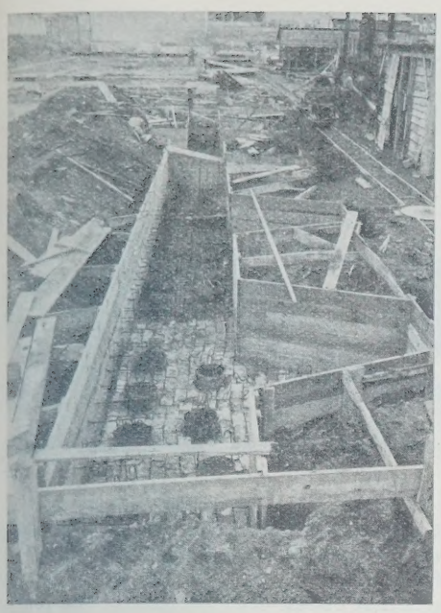


Abb. 5. Aufsicht auf die Pfahlköpfe und die Ziegelflachschicht.

Dieser Befund deckt sich also mit dem, der bereits von Baurat Saltzmann und Baurat Vogel, Geestemünde, gemacht worden ist.[1]) Es ist also für die Pfahlgründung ein dreifacher Schutz gegen Säuren vorgesehen:

1. die Verwendung von Erzzement im Pfahl,
2. der doppelte, am Beton festhaftende Innenanstrich des Pfahles,
3. die Blechhülse mit der patentierten Spitze[2]).

Die Pfähle selbst wurden mit 32 cm Durchm. in der bekannten Weise mit zweimaligem Innenanstrich (davon einer nach dem Rammen der Hülsen) ausgeführt, wobei in dem oberen Teil zur Verbindung mit den Betonbanketten ein Eisengerippe angehängt wurde. Auf den Pfählen ruhten Eisenbetonbankette in wechselnder Breite und Stärke, die mit etwa 40 kg/m³ Eisen bewehrt sind.

Der Beton in den Pfählen ist aus Erzzement in Mischung 1 : 4, der Beton der Bankette mit gewöhnlichem Portlandzement in Mischung 1 : 5 hergestellt worden.

Für die Berechnung des Pfahles wurde angenommen, daß der Beton im Pfahlkopf mit nicht mehr als 40 kg/cm² beansprucht werden darf, und daß die Pfähle selbst eine Tragfähigkeit von 31 t haben; dabei gilt nach den Vorschriften der Berliner Baupolizei, daß der Pfahl

a) zur Erzielung der zweifachen Sicherheit nach der Brixschen Rammformel bei den letzten 10 Schlägen nicht mehr als 4 cm einsinken darf, und daß
b) die Pfahlspitze mindestens 2 m im guten Baugrunde stecken mußte.

Für die Berechnung der eisenbewehrten Bankette, die auf Biegung und besonders in den Pfeilern auf Schub beansprucht werden, galten die amtlichen Bestimmungen für die Ausführung von Bauten aus Eisenbeton.

Für die Gründung waren folgende Höhenzahlen maßgebend:

1. Bankettoberkante auf Ordinate + 32,55,
2. Stärke der Bankette normal 80 cm, unter den Pfeilern höchstens 2,1 m,
3. Pfahlkopfoberkante normal + 31,90,
4. Grundwasserstand:
   a) höchster + 31,40,
   b) mittlerer + 30,50.

Da während des Baues der Grundwasserstand durchschnittlich + 30,50 betrug, konnten sämtliche Arbeiten, auch die Herstellung selbst der stärksten Bankette im Trockenen ausgeführt werden. Zum Schutze der

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 46, und 1926, Heft 55.

[2]) Die Pfahlhülsen zeigten sich bei der Ausführung vollkommen wasserdicht.

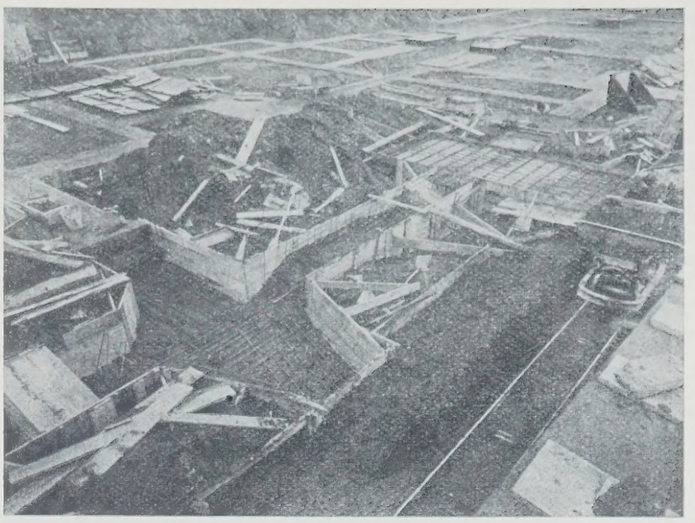


Abb. 6. Einzelheiten der Betonbankette.

Bankette bei steigendem Grundwasser wurde eine Sohle aus flach verlegten Klinkern mit einer darauffolgenden Kaltasphaltschicht angebracht, wobei die Flachschicht durch verzinkte Haken mit dem Beton der Bankette verbunden wurde.

Die Pfahlreihen selbst wurden teils einreihig, teils zweireihig im Zickzack mit einem Mindestabstande von 3 Pfahldurchmessern ausgeführt und so berechnet, daß die einzelnen Abschnitte der Mauern eine gleichmäßige Belastung darstellen. Gegenüber einer Anordnung der Pfähle unter den Pfeilern wurde hierdurch erheblich an Anzahl der Pfähle gespart; nur unter den großen Pfeilern des Aula- und Turnhallenbaues, sowie des Seitenflügels wurden die Pfähle der Belastung entsprechend gruppenweise angeordnet. Bei der verwickelten Grundrißlösung und der starken Belastung einzelner Pfeiler ergab sich eine zum Teil recht schwierige statische Berechnung, mußten doch unter einigen Pfeilern ganze Gruppen von Pfählen geschlagen werden. Während des Baues, der unter der Oberleitung des Stadtbaurates Kolwes vom Bezirksamt Tiergarten im Herbst und Winter 1927/28 ausgeführt wurde, stellte sich heraus, daß der Schliefsand, der sich unter der Moorschicht befand, weit weniger tragfähig war, als man ursprünglich angenommen hatte. Es mußten indessen verschiedentlich die Pfähle, um den beiden eingangs gestellten Forderungen zu genügen, erheblich länger geschlagen werden. Dabei trat die Eigenschaft der Pfahlbauweise hervor, daß die Hülsen, die aus einzelnen 2 bis 4 m langen Rohrstücken bestehen, je nach Bedürfnissen in entsprechender Länge zusammengeschweißt wurden; ferner aber war es auf einfache und bequeme Art möglich, bereits vollständig eingerammte Pfähle zu verlängern, und zu diesem Zwecke einfach Rohrstücke mit tragbaren Handschweißapparaten unter der Ramme anzuschweißen.

Anderseits war es möglich, die Pfähle an den 2 m starken Pfeilerbanketten auf ebenem Gelände mit der Ramme zu schlagen und erst später, nach Ausschachtung der Baugrube, die nicht bis oben hin verfüllten Blechhülsen entsprechend abzuschneiden, wodurch die Arbeit ebenfalls bedeutend beschleunigt und vereinfacht wurde.

Mit der Gründung war die Herstellung eines etwa 1,50 m vertieften Heizkellers verbunden, dessen Sohle ebenfalls auf Mastpfählen und Betonbanketten in der üblichen Weise aus etwa 30 cm starkem Beton mit unten liegender Dichtung aus doppelter Bitumenpappe hergestellt wurde.

Alle Rechte vorbehalten.

Neuzeitliche Fördertechnik.

Von **John Wolff**, Sterkrade.

Die bisherige Form der Schachtfördergerüste im Ruhrkohlengebiet bietet einen wenig schönen Anblick in der Landschaft. Diese Gerüste werden für gewöhnlich heute noch so ausgebildet, wie es bereits vor Jahrzehnten üblich war, und bilden ein wirres Durcheinander von Streben und Stäben; auch sind sie unkonstruktiv, in der Kräftewirkung unklar und lassen im übrigen auf den ersten Blick die Kohlenzeche erkennen.

Um geeignete Entwürfe für Fördergerüste ihrer Schachtanlagen zu bekommen, schrieb die Gutehoffnungshütte Oberhausen A.-G. in Oberhausen Rhld. im Jahre 1923 einen Ideen-Wettbewerb unter ihren Beamten aus, bei dem 13 Entwürfe eingingen. Von diesen 13 Entwürfen kamen 8 in die engere Wahl. Die beiden besten Entwürfe waren „Zeitempfinden“ (Abb. 1) und „Schlägel und Eisen“ (Abb. 2). Der Entwurf „Zeitempfinden“, bei dem jedes den Gesamteindruck störende Beiwerk ausgeschaltet worden ist, war der bessere; da er aber von den Ausschreibungsbedingungen etwas abwich, konnte ihm eigentlich der erste Preis nicht zuerkannt werden. Um jedoch beiden Entwürfen gerecht zu werden, wurde jedem ein erster Preis zugesprochen.

Die Idee des Entwurfes „Zeitempfinden“, der sich durch ruhige Linienführung, den gut durchgebildeten Gerüstkopf und wohl abgewogene Verhältnisse der ganzen Anlage auszeichnete, wurde dann dem Entwurf für eine Schachtanlage der Gewerkschaft Baden, Kalisalzbergwerk in Buggingen (Baden), zugrunde gelegt, denn bei der Aufstellung dieses Entwurfes ging das Bestreben dahin, die gesamten Werkbauten nicht nur als reine Zweckbauten zu errichten, sondern sie auch architektonisch schön und in Harmonie mit der Umgebung zu gestalten. Besonderer Wert wurde darauf gelegt, für die eisernen Fördertürme, die bekanntlich jeder Schachtanlage ein besonderes Gepräge verleihen, eine Ausführungsform zu finden, die geeignet ist, sich der ruhigen Wirkung der andern

Abb. 1. Entwurf „Zeitempfinden".

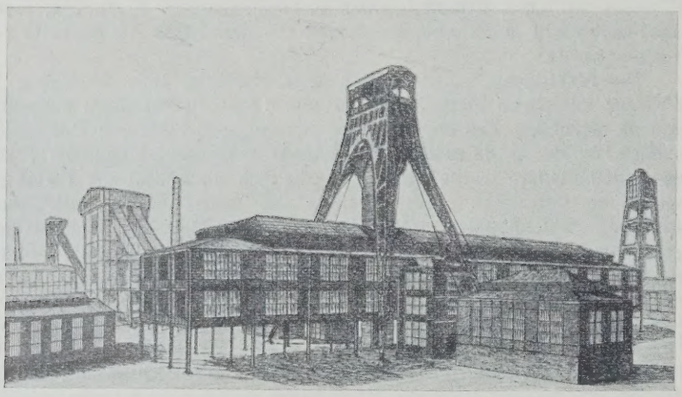


Abb. 2. Entwurf „Schlägel und Eisen".

Bauten anzupassen. Mit den bisher gebräuchlichen Formen der Fördergerüste war eine solche Wirkung nicht zu erzielen. Die vielen senkrecht, wagerecht und schräg verlaufenden Stäbe eines solchen Gerüstes geben dem Bauwerk stets ein sehr unruhiges Aussehen, das manchmal im krassen Gegensatze zu den ruhigen Wand- und Dachflächen der übrigen Bauten steht. Das Fördergerüst wurde deshalb in nur wenige, aber kräftige vollwandige Stäbe zergliedert. Die Lichtbildaufnahme Abb. 3 läßt erkennen, inwieweit durch die Gestaltung der beabsichtigte Zweck erreicht wurde.

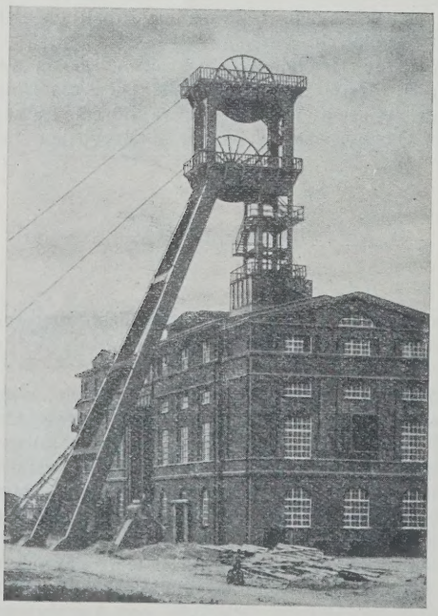


Abb. 3.

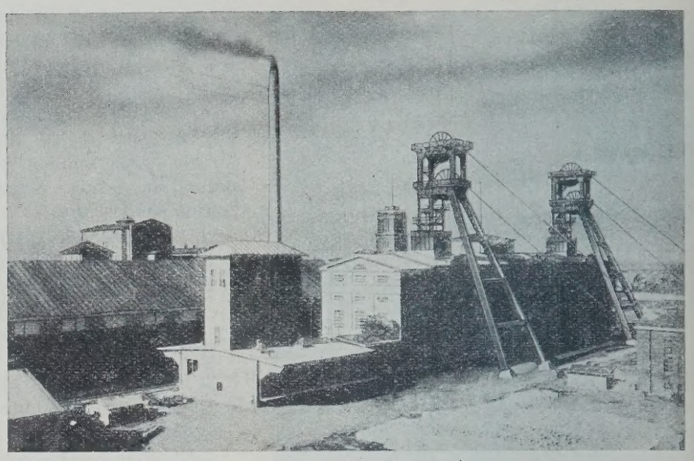


Abb. 5.

Auf Grund dieses von der Gutehoffnungshütte, Abteilung Brückenbau, aufgestellten Entwurfes wurde dieser im Sommer 1925 von der Gewerkschaft Baden der Auftrag auf die Ausführung der Anlage erteilt. Daraufhin wurde zunächst des Gerüst für Schacht I sowie das anschließende Maschinenhaus im Jahre 1925 gebaut. Durch die Erstellung des Gerüstes für den angrenzenden Schacht II wurde dann die Anlage im Jahre 1927 ergänzt. Die ganze Anlage besteht also aus zwei Einstrebengerüsten mit den dazu gehörenden Bauten. In Abb. 4 sind Gerüst und Schachthalle im Aufriß dargestellt. Abb. 5 zeigt die Lichtbildaufnahme der fertigen Schachtanlage.

Die technische Durcharbeitung dieses Förderturmes hat ergeben, daß die Vollwandausführung bei richtiger Wahl und Bemessung der Einzelquerschnitte einen Mehraufwand an Eisen gegenüber der bisher üblichen Fachwerkausführung durchaus nicht erfordert. Das Gewicht des Eisenbauwerks beträgt 160 t bei einer Seilbruchlast von 215 t und einer Teufe von 900 m. Dabei ist Seilbruch in beiden Seilen angenommen. Das Gerüst ist also nicht schwerer als ein Gerüst mit Strebenfachwerk. Neben dem besseren Aussehen hat diese Art der Ausführung auch den Vorteil einer einfacheren Aufstellung (infolge der wenigen Stäbe) sowie einer bequemeren und besseren Ausführung und Instandhaltung des Anstrichs.

Über die Betriebsverhältnisse ist folgendes zu sagen:

Der lichte Durchmesser des Schachtes I beträgt 6,5 m, der des Schachtes II 4,5 m. Beide Schächte wurden für einfache Förderung mit Förderkörben eingerichtet, deren Bodenfläche mit zwei hintereinander stehenden Wagen bestellt werden kann.

Die Förderung geschieht mit einer im Abstande von etwa 44 m vom Schacht zu ebener Erde liegenden elektrischen Fördermaschine mittels

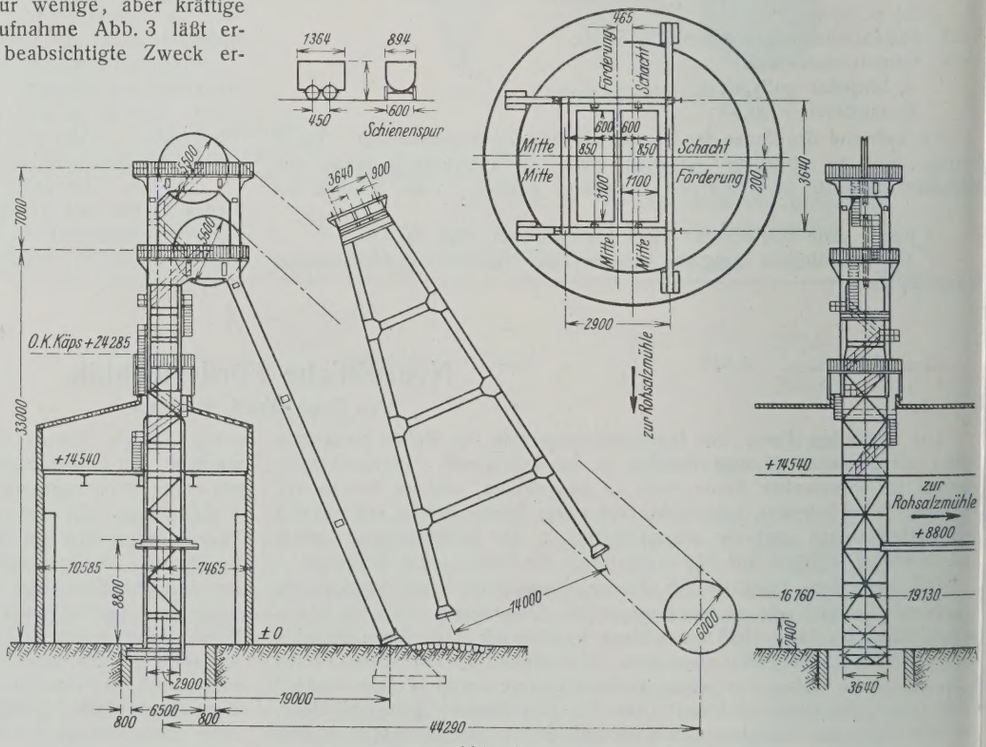


Abb. 4.

Treibscheibe. Der Durchmesser des Förderseils beträgt 58 mm, der der Treibscheibe 6 m. Die mit ihren Achsen 33 m und 40 m über Rasenhängebank übereinander im Förderturm verlagerten schmiedeisernen Seilscheiben haben einen Durchmesser von 5,5 m. Gefördert wird aus einer Teufe von 900 m. Die Betriebslasten sind folgende:

Dreistöckiger Förderkorb für 2 Wagen hintereinander in jedem Stockwerk mit Zwischengeschirr und Unterseilaufhängung	6 350 kg
6 leere Wagen, je 475 kg	2 850 „
6 Ladungen Kali, je 1000 kg	6 000 „
930 m Förderseil, je m 12,1 kg	11 250 „
	26 450 kg

oder bei Seilfahrt:

Förderkorb mit Zwischengeschirr und Unterseilaufhängung	6 350 kg
6 Türen, je 25 kg	150 „
36 Personen, je 75 kg	2 700 „
930 m Förderseil, je m 12,1 kg	11 250 „
	20 450 kg.

Bei der Betrachtung des Lichtbildes fällt das Fehlen der sonst üblichen Kranbahn mit Bedachung über den Seilscheiben auf. Bestimmend für das Fortlassen dieser Teile war zunächst ihre unschöne Wirkung, dann aber auch die Tatsache, daß die Krananlage selten zur Auswechselung oder Ausbesserung der Seilscheiben benutzt wird, das Anlagekapital von etwa 6000 bis 7000 R.-M. in der Zwischenzeit also vollkommen brach liegt, während es anderseits keine Schwierigkeiten macht, das Hochziehen und Einbauen der Seilscheiben mit einer bereitgehaltenen schnell einzubauenden Vorrichtung auszuführen. Im vorliegenden Falle ist ein ganz einfacher, leicht zerlegbarer Schwenkkran mitgeliefert worden, der bei plötzlich eintretendem Seilscheibenbruch in kürzester Zeit betriebsfertig aufgestellt werden kann. Dieser Schwenkkran wurde auch zum Einbau beider Seilscheiben benutzt; seine Festpunkte sind bei der oberen und unteren Seilscheibenbühne vorgesehen. Der Kran lagert verwendungsbereit auf einer der beiden Seilscheibenbühnen und stört so in keiner Weise das gute Aussehen des Förderturmes.

Das recht großzügig angelegte Werk hat eine rein landwirtschaftliche, landschaftlich schöne Umgebung, in die das außerordentlich ruhig und geschmackvoll wirkende Bauwerk trefflich hineinpaßt.

Eine weitere neuzeitlich eingerichtete Förderanlage stellt die Turmförderanlage dar, die von der Gutehoffnungshütte für den Schacht IV ihrer Zeche Osterfeld errichtet wurde. Die Gutehoffnungshütte war gezwungen, im nördlichen Grubenfeld der Zeche Osterfeld, einer der ältesten Tiefbauzechen des Ruhrkohlengebiets, infolge des von der vorhandenen Tagesanlage mit drei dicht nebeneinander liegenden Förderschächten sich immer weiter nach Norden hin ausbreitenden Untertageabbaues einen vierten Schacht niederzubringen, um

1. den Bergleuten den Weg zum Schacht zu verkürzen und sie schneller an ihre Arbeitsstätte zu bringen,
2. die Bewetterung des Grubenfeldes zu verbessern.

Um einerseits einen möglichst großen Lufteinfall zu schaffen und anderseits den vorläufig nur für Mannschaftsförderung vorgesehenen Schacht späterhin auch als Förderschacht für Doppelförderung einrichten zu können, erhielt der neue Schacht einen lichten Durchmesser von 6,1 m. Der Schacht wurde in unmittelbarer Nähe der Antonihütte, einer Gegend, in der vor etwa 100 Jahren der erste Betrieb der Gutehoffnungshütte in Gestalt einer Schmelzhütte vorhanden war, abgeteuft. Die Umgebung des Schachtes ist landschaftlich recht ansprechend; man konnte daher, da eine Kohlenförderung vorläufig doch nicht in Frage kommt, bei der Ausbildung der Betriebsanlage weitgehende Rücksicht auf die Umgebung nehmen und einen ausgeprägten Zechencharakter vorläufig vermeiden. Aus diesem Grunde wurde die in Abb. 6 dargestellte Form vorgesehen, die nicht im geringsten das Vorhandensein einer Kohlenzeche erkennen läßt, da für den Seilfahrtbetrieb eine unmittelbar über dem Schacht in einem ringsum geschlossenen eisernen Turm liegende elektrische Fördermaschine gewählt wurde. Der Querschnitt des Turmes ist rechteckig; die Längsseite hat eine Länge von 13,5 m, die Querseite eine solche von 12 m. Die Höhe des Turmes beträgt 42 m.

Bei der Wahl der Fördermaschine ging man davon aus, daß bei ihrer alleinigen Benutzung zur Mannschaftsförderung infolge des nur zeitweisen Gebrauches eine Dampfkesselanlage nicht ausgenutzt werden kann und unwirtschaftlich sein würde.

Die elektrische Fördermaschine ist in dem auf etwa 27 m Höhe liegenden Maschinenraume untergebracht. Sie besteht in der Hauptsache aus dem rd. 630-PS-Fördermotor mit einer Treibscheibe von 5 m Durchmesser. Die Mitte der Fördermaschinen-Treibscheibe liegt in 27,5 m Höhe über Rasenhängebank. Das Förderseil läuft von der einen Seite der Treibscheibe senkrecht zum Förderkorb, während das Seil auf der anderen Seite über eine im Umformerraum unter der Fördermaschine liegende Leitscheibe (21 m über Rasenhängebank) von 4 m Durchmesser zum zweiten Förderkorb geführt wird. Der Seildurchmesser beträgt 54 mm, die Seilgeschwindigkeit höchstens 12 m/Sek. Das Förderseil ist für eine Seilbruchlast von 165 t bemessen. Das Gewicht der Eisenbauwerkteile beträgt rd. 320 t.

Gefördert wird aus einer Teufe von 600 m. Die zweistöckigen Förderkörbe sind für die Aufnahme von 50 Mann — gegebenenfalls auch zwei hintereinander stehenden Wagen in jedem Stockwerk — eingerichtet. Die Betriebslasten sind folgende:

Zweistöckiger Förderkorb mit Zwischengeschirr und Unterseilaufhängung	4 800 kg
4 Türen, je 37,5 kg	150 „
50 Personen, je 75 kg	3 750 „
625 m Förderseil, je m 10,1 kg	6 300 „
	15 000 kg.

Der Förderkorb kann gleichzeitig von der Rasenhängebank und einer 2 m über dieser liegenden Bühne bestiegen werden, so daß ein Umsetzen des Korbes nicht erforderlich ist.

Alle zur Fördermaschine gehörenden Nebenaggregate sind in einem unter dem Maschinenraume liegenden Raume untergebracht. Der Maschinenraum wird von einem zur Aufstellung und Auswechselung von Maschinenteilen bestimmten Handlaufkran mit 10 t Tragfähigkeit bestrichen. Sämtliche Räume und Bühnen sind durch bequeme eiserne Treppen zugänglich.

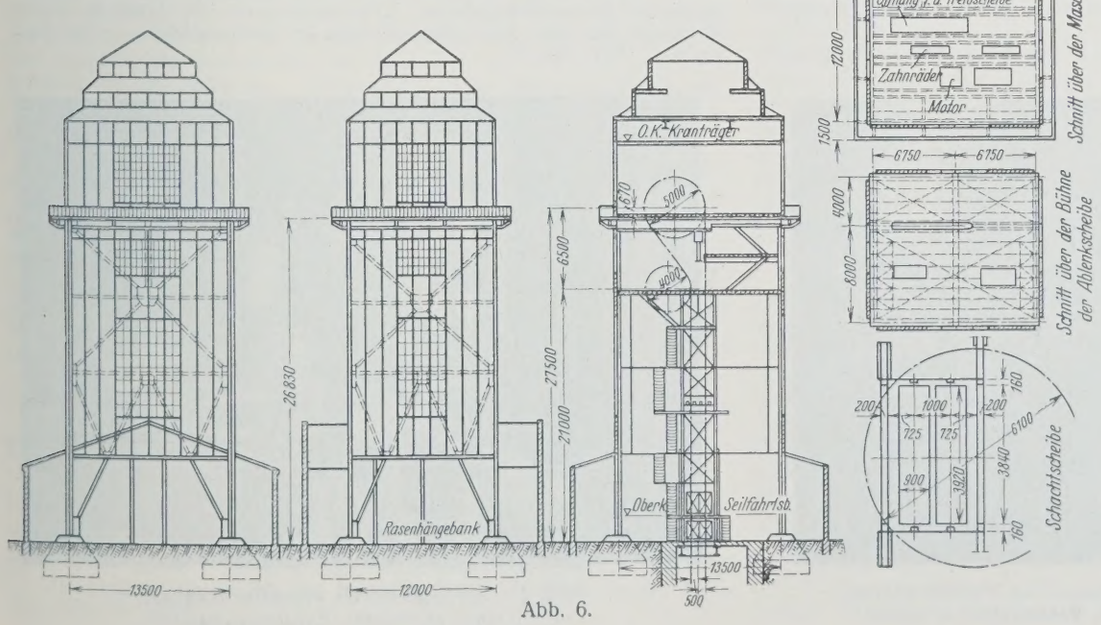


Abb. 6.

Die auftretenden Belastungen werden durch vier miteinander verspannte Haupttragsäulen an den Turmecken auf die Fundamente übertragen. Die Füße der Haupttragsäulen sind so auf den Fundamenten gelagert, daß es bei eintretenden ungleichmäßigen Bodensenkungen ohne große Vorbereitungen möglich ist, jede Turmsäule mittels Druckwasserpressen hochzudrücken und so auszurichten, daß die für den Betrieb der Fördermaschine unerläßliche genaue wagerechte Lage der Maschinenbühne gewahrt bleibt.

Die Gesamtanlage wurde von dem Baubureau der Bergwerks-Abteilung der Gutehoffnungshütte in Oberhausen entworfen; sie paßt sich infolge ihrer ausgezeichneten Formgebung der Landschaft gut an. Das Tragwerk mit den Pfosten, Verspannungen, Querriegeln und Schrägstäben ist von außen unsichtbar. Die Um-

kleidung besteht aus Eisenfachwerkwänden, die mit Ziegeln von $^1/_2$ Stein Stärke ausgemauert sind. In einer Höhe von 27 m ist ein Laufsteg vorgesehen, von dem aus auch die Fenster gereinigt werden können.

Die Räume für die den Übertagedienst versehenden Leute sowie die Waschkaue, die Räume für elektrische Einrichtungen, Umkleideräume und die sonstigen Betriebsräume sind im Fuße des Turmes untergebracht und von außen nicht als solche zu erkennen.

Die Anlage ist seit dem Jahre 1924 im Betrieb und hat bisher stets einwandfrei gearbeitet.

Alle Rechte vorbehalten.

Sprengen mit flüssigem Sauerstoff.

Von Sprengingenieur **Grunow**, Herdecke, Hochspeicherwerk.

Das Sprengluftverfahren hat im Laufe der letzten Jahre ein erweitertes Anwendungsgebiet gewonnen, so daß heute allein in Deutschland jährlich etwa 2 400 000 kg handfertige Sprengstoffe durch Sprengluft ersetzt werden. Es dürfte sich deshalb empfehlen, einige praktische Anwendungsgebiete und die neuesten Verbesserungen im „Sprengluftverfahren" zu erörtern, die insbesondere seine Wirtschaftlichkeit wesentlich steigern.

Das Sprengen mit flüssigem Sauerstoff beruht bekanntlich darauf, daß man Kohlenstoffträger (Oxyliquitpatronen) mit flüssigem Sauerstoff durch Tränken in innige Berührung bringt. Bei geeigneter Zündung verwandelt sich dann $C + O_2$ in CO_2, wobei plötzlich erhebliche Gasmengen frei werden, die eine Sprengkraft besitzen, die bei zweckmäßiger Wahl der Oxyliquitpatronen der Sprengkraft des Dynamits gleichwertig ist. Solche Sprengluftpatronen gehören zu den kräftigsten Sprengstoffen, die wir bis heute kennen, doch ist anderseits die Zusammensetzung der Oxyliquitpatronen derart möglich, daß eine schwächere, schiebende Wirkung (wie etwa bei der Pulvergruppe) erzielt wird. Über das Wesen des Sprengluftverfahrens besteht bereits genügend einschlägige Literatur, so daß es sich erübrigt, hier näher darauf einzugehen. Eine leichtverständliche Einführung in das Verfahren und Auskunft über alle sprengtechnischen Fragen dieses neuzeitlichen Sprengstoffes gibt das Buch „Das Sprengluftverfahren".[1]) Daß der Sprengluftstoff bezüglich der Sprengleistung das hält, was er theoretisch verspricht, ist durch die heute vielfach geübte Verwendung bestätigt worden. Das zunehmende Interesse für das Sprengluftverfahren im In- und Auslande beweist, daß man die deutsche Pionierarbeit auf diesem Gebiete aufmerksam verfolgt und würdigt.

Zur Einführung neuer Verfahren gehören bekanntlich vor allem der Nachweis technischer Durchführbarkeit und Vollkommenheit sowie wirtschafliche Vorzüge gegenüber den bisher angewendeten älteren Verfahren. Bekanntlich werden bei Anwendung des Sprengluftverfahrens wertmäßig $^2/_3$ des Flüssigluftsprengstoffes in Gestalt des flüssigen Sauerstoffes in betriebseigenen Anlagen erzeugt, während wertmäßig nur $^1/_3$ des Sprengstoffes „Sprengluft" in Gestalt der Kohlenstoffträger (Oxyliquitpatronen) bezogen werden müssen. Demgegenüber fließen bei Anwendung handfertiger Sprengstoffe die gesamten Kosten in fremde Betriebe (Sprengstoffabriken). Mit der Herstellung des flüssigen Sauerstoffes in eigenem Betriebe ist das Werk somit Sprengstoffselbstversorger geworden, ein großer Teil des sonst zu den Sprengstoffaufkäufen aufgewandten Geldes verbleibt im eigenen Betriebe.

Erfahrungsgemäß verteilten sich nach Lisse a. a. O. S. 79 früher die bei einer mittelgroßen Sprenglufterzeugungsanlage entstehenden Kosten etwa wie folgt: Stromkosten 71 %, Lohn 11 %, Betriebsmittel 6 %, Gefäße 7 %, Abschreibung 5 %.

Der demnach $^2/_3$ betragende Sprenglufterzeugungskostenanteil lag in den Stromkosten für die Antriebsmaschine der Anlage. Es lag daher nahe, auf Herabsetzung dieser Kosten hinzuarbeiten, was neuerdings tatsächlich durch Einführung der doppelten Rektifikation in hervorragender Weise gelungen ist. Infolge dieses Vorganges wird es möglich, aus derselben vom Kompressor angesaugten Luftmenge bedeutend größere Sauerstoffmengen herauszuholen als früher. Es bedürfen heute die Trennapparate zur Herstellung von 1 kg Sauerstoff einer angesaugten Luftmenge von nur etwa 5,6 m³ gegen früher 7,5 bis 8 m³, so daß die Leistung an Sauerstoff bei der doppelten Rektifikation, gemessen an der angesaugten Luftmenge, um über 40 % größer ist als bei den Anlagen nach dem System der einfachen Rektifikation. Abb. 1 zeigt die Hauptmaschinen einer neuzeitlichen Sprenglufterzeugungsanlage wie vierstufiger Hochdruckluftkompressor, Expansionsmaschine, Kohlensäureabscheider. Infolge dieser wesentlichen Erhöhung der Erzeugungsanlage beträgt auch der Stromverbrauch gegenüber früher 3,5 bis 4 kW für 1 kg flüssigen Sauerstoff heute nur noch 1,4 bis 1,8 kW. Abb. 2 zeigt den Trennapparat mit Armaturen, Kohlensäureabscheider sowie Expansionsmaschine (Energiegewinnung 6 PS).

Die Transport- und Aufspeichermöglichkeit der Sprengluft ist neuerdings durch Aufstellung großer Tanks wesentlich verbessert worden. Diese Tanks werden fahrbar oder stationär gebaut und verdampfen in der Stunde noch nicht 0,2 % ihres Inhaltes. Die vom Tank abziehenden Sauerstoffgase werden dem Trennapparat zur Erhöhung der Leistung der Sprenglufterzeugungsanlage zugeführt oder aber in einem Ballongasbehälter aufgespeichert und durch einen kleinen Sauerstoffgaskompressor in Stahlflaschen mit 150 at gepreßt und zu autogenen Schweißungen verwendet. Weiterhin können die abziehenden kalten Sauerstoffgase zur Kühlung der Oxyliquitpatronen sowie der Tränkgefäße herangezogen werden, wodurch man die Tränkverluste erheblich herabmindern kann. Abb. 3 zeigt den 4000-l-Sprengluftank, aus dem der flüssige Sauerstoff in die Tränkgefäße abgezapft wird.

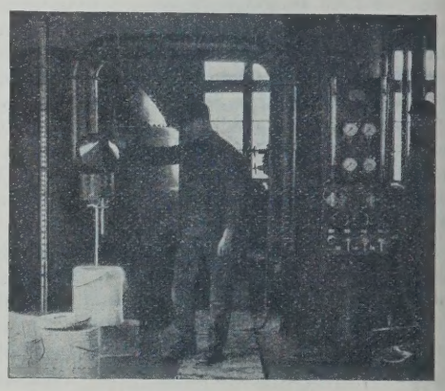


Abb. 3. Abzapfen des flüssigen Sauerstoffs vom 4000-l-Tank.

Stollenbau. Besondere Beachtung verdienen u. a. die Flüssigluftsprengarbeiten in Italien[2]), wo beim Bau von Wasserstollen die härtesten

[1]) Lisse, Das Sprengluftverfahren. Berlin. Verlag von Julius Springer.

[2]) Fellner, Bohr- und Sprengtechnik im Stollenbau unter Berücksichtigung des Sprengluftverfahrens. „Die Bautechnik" 1927, Heft 36. — Erfahrungen mit dem Sprengluftverfahren im Stollenbetriebe. „Die Bautechnik" 1924, Heft 23.

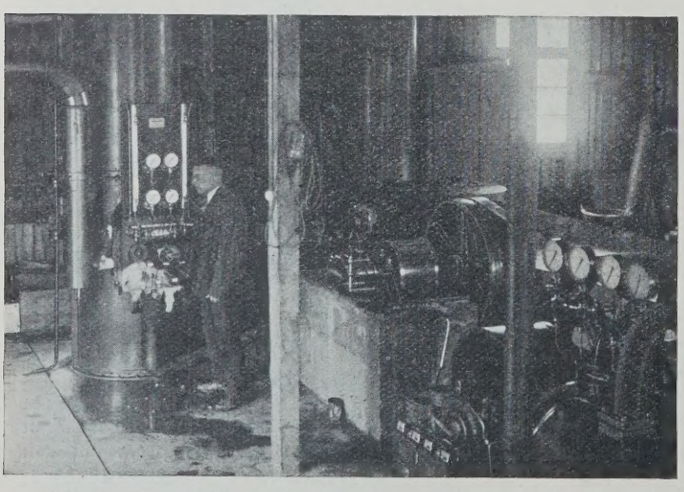


Abb. 1. Sprenglufterzeugungsanlage, 35 kg Stundenleistung, nach dem System der doppelten Rektifikation arbeitend.

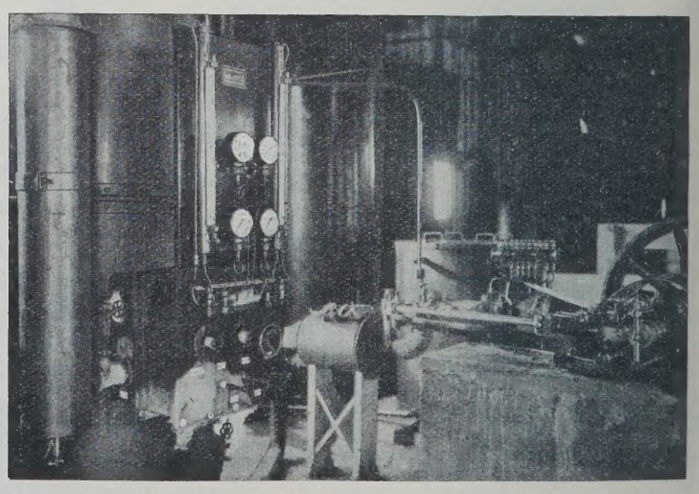


Abb. 2. Trennapparat für doppelte Rektifikation, Kohlensäureabscheider, Expansionsmaschine.

Gesteinsarten Granit, Gneis, Hornblende durchfahren wurden. Die Sprengkosten für 1 m³ Ausbruch erforderten bei Anwendung des Sprengluftverfahrens 44,50 Lire gegenüber 70 (79) bei den Vergleichsprengungen an den gleichen Angriffspunkten des gleichen Stollen mit handfertigen Sprengstoffen. Der Preis des Dynamits stellte sich auf 24 Lire/kg, und es wurden durchschnittlich 3,6 kg Dynamit für 1 m³ verbraucht. Der Vortrieb blieb mit 1,40 m je Angriff dem mit festen Sprengstoffen gleich. Diese Werte gaben einen Beweis dafür, daß man in der Lage ist, Stollen im Hochgebirge selbst bei langdauernden Auto- und Seilbahntransporten des flüssigen Sauerstoffes, bei härtestem Material mit Sprengluft sprengtechnisch einwandfrei aufzufahren und hierbei wesentliche Ersparnisse gegenüber handfertigen Sprengstoffen zu erzielen. Diese Erfahrungen, die bereits 1922 und 1923 gesammelt wurden, bestätigen sich neuerlich durch die Mitteilungen des italienischen Ingenieurs Ciampi über Anwendung des Sprengluftverfahrens beim Bau des Wasserkraftwerkes am La Marmore, der sich wie folgt äußert: Das Anwendungsgebiet des Sprengluftverfahrens liegt überall dort, wo es sich um härteres Gestein handelt und ein schneller Vortrieb notwendig ist. Abb. 4 zeigt das Tränken der Oxyliquitpatronen im runden Vakuum-Tauchgefäß und Herausheben der Patronen mittels eines Kupfereinsatzes, Abb. 5 das Besetzen der Bohrlöcher im Stollenvortrieb mit Sprengluftpatronen.

Abb. 4. Tränken der Oxyliquitpatronen im runden Tauchgefäß; Herausheben der Patronen mittels Hebevorrichtung.

Abb. 6. Tränken im muldenförmigen Tauchgefäß, Umsetzen der getränkten Patronen mittels Kupferwälzbandes in das Traggefäß.

Kalibergbau. Da auf Kaliwerken die Schießarbeit einen erheblichen Anteil an den Gewinnungskosten ausmacht, hat man auch hier die zwei in Deutschland in Anwendung stehenden Sprengverfahren, dasjenige mit flüssigem Sauerstoff (Sprengluftverfahren) und das mit handfertigen Sprengstoffen, darauf untersucht, welches Verfahren wirtschaftlicher arbeitet. Zur Untersuchung[3]) dieser Frage hat man im Werragebiet sechs Gruben befahren, von denen drei mit Sprengluft und drei mit handfertigen Sprengstoffen schossen. In Mitteldeutschland waren zwei Gruben befahren, von denen die eine mit Sprengluft, die andere mit handfertigen Sprengstoffen schoß.

Die Betriebskosten einschließlich Zündmaterial mit Sprengluft betrugen 1926:

Fall 1: 3,16 Pf./dz
Fall 2: 2,74 Pf./dz.

Die Schießkosten mit handfertigen Sprengstoffen waren bei einem mittleren Sprengstoffpreise von 0,78 R.-M. je kg 4,93 Pf./dz. Es würde sich die Ersparnis gegenüber handfertigen Sprengstoffen im ersten Fall um 22 %, im zweiten Fall mit 39 % ausgewirkt haben.

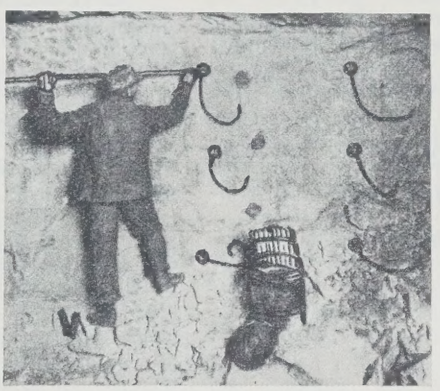


Abb. 5. Besetzen der Bohrlöcher mit Oxyliquitpatronen im Stollenbetrieb.

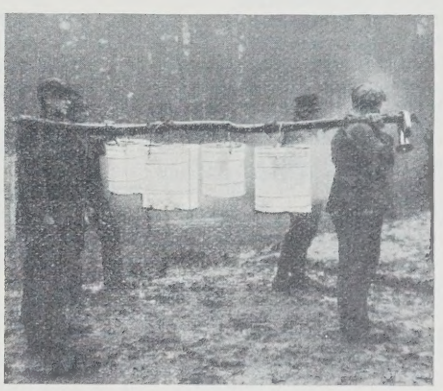


Abb. 7. Transport der getränkten Oxyliquitpatronen in Traggefäßen.

Der Schießeffekt betrug damals 17,3 dz/kg bei handfertigen Sprengstoffen, 16,8 dz/kg bei Sprengluft.

Bei der kostentechnischen Gegenüberstellung handelte es sich um Werke, die mit Sprenglufterzeugungsanlagen nach dem System der einfachen Rektifikation arbeiten; die Ergebnisse würden sich zugunsten des Sprengluftverfahrens verändern, wenn der flüssige Sauerstoff in Anlagen nach dem System der doppelten Rektifikation erzeugt würde. Aus diesem Grunde sind auch bereits manche Kaliwerke dazu übergegangen, ihre Anlagen durch einen Trennapparat mit doppelter Rektifikation zu verbessern, wodurch ohne Vergrößerung der Antriebsmotoren die Leistungen der Maschinen um über 50 % erhöht werden. Dementsprechend war es dort möglich, die Schießkosten mit Sprengluft auf etwa nur 75 % der früheren herunterzudrücken. Gleichzeitig wurde der Schießeffekt mit Sprengluft durch Verbesserung des Tränkverfahrens erhöht, so daß er dieselbe Höhe erreicht wie der mit handfertigen Sprengstoffen.

Kohlenbergbau. In Steinkohlenbergwerken Oberschlesiens (ohne Schrämmen) schwankt der Sprengmittelverbrauch[4]) je Tonne Förderung je nach den örtlichen Verhältnissen zwischen etwa 70 und 180 g bei handfertigen Sprengstoffen. Ohne Berücksichtigung der Zündmittelkosten entfällt also ein Sprengmittelanteil von etwa 14 Pf. auf 1 t Förderung, falls man mit einem durchschnittlichen Kilopreise des Wettersprengstoffes von 1,40 R.-M. rechnet. Die Sprengmittelkosten bei Sprengluft zur Förderung von 1 t Steinkohlen stellen sich dagegen gegenüber 14 Pf. je t bei handfertigen Sprengstoffen wie folgt:

$^1/_3$ Patrone 30 × 300 mm zu 9 Pf. = 3 Pf./t
$^1/_6$ kg fl. O_2 zu 24 Pf./kg . . . = 4 Pf./t
7 Pf./t.

Ersparnis gegenüber 14 Pf. = 43 bis 59 %.

Tiefbaustellen. Fast ausschließlich Anwendung fand das Sprengluftverfahren beim Ausbau der Schwarzenbachtalsperre[5]), einem Wassergroßkraftwerk des Badenwerkes. Hier wurden in $2^1/_2$jähriger Bauzeit über 500 000 kg Sprengluft in eigenen Anlagen erzeugt und mit gutem Sprengerfolg abgeschossen. Gesprengt wurde im Stollen, der härtesten Schwarzwaldgranit durchfuhr, beim Bodenaushub für die Gründungsarbeiten der Talsperre, wobei 140 000 t Abraum sowie 100 000 t Granitstein abgetragen wurden, beim Bau einer Förderbahn, der Rohrbahn, bei Stubbenrodungen, Fundamentsprengungen, im Steinbruch, wo in zweijähriger Betriebszeit 500 000 t Gestein sowie 160 000 t Abraum mit Sprengluft hereingewonnen wurden. Der flüssige Sauerstoffbedarf je t vom Gebirge abgeschossenen Gesteins betrug hierbei 140 g einschl. Gesamtverdunstungsverluste. Der Herstellungspreis je kg flüssigen Sauerstoffs betrug etwa 23 Pf., die Kosten von 1 kg schußfertiger Sprengluft 62 Pf. einschl. sämtlicher Abschreibungen und Verdunstungsverluste. Die ausgeführten Sprengarbeiten haben bewiesen, daß der Sprengluftsprengstoff zu allen vorkommenden Sprengarbeiten einer Großbaustelle erfolgreich herangezogen werden kann. Die Verdunstungsverluste des flüssigen Sauerstoffes konnten beim Bau der Schwarzenbachtalsperre von 50 % auf 25 % herabgedrückt, und dadurch die Wirtschaftlichkeit nicht unerheblich gesteigert werden. Die Unfallziffern hielten sich bei allen diesen Arbeiten beim Sprengluftverfahren sehr niedrig.

Steinbruch. Für Steinbruchbetriebe liegen bereits eine große Anzahl praktischer Erfahrungen für alle vorkommenden Gesteinsarten und die verschiedensten Abbauverfahren vor, die nachstehend im Auszug wiedergegeben sind und erkennen lassen, daß sich gerade bei den neuzeitlichen Abbauverfahren das Sprengluftverfahren in technischer und wirtschaftlicher Beziehung bewährt hat, obgleich bei diesen Arbeiten die eingangs erwähnten Verbesserungen in diesem Verfahren noch nicht berücksichtigt werden konnten. Abb. 6 zeigt das Tränken der Oxyliquitpatronen in muldenförmigen Tauchgefäßen, in denen die Patronen wagerecht liegen und durch ein eingelegtes Kupferband gewälzt werden können, wodurch der im Tauchgefäß befindliche Sauerstoff voll ausgenutzt wird. Abb. 7 zeigt den Transport der getränkten Oxyliquitpatronen in Trag-

[3]) Beysen, Wie wird die Wirtschaftlichkeit der Schießarbeit mit Sprengluftpatronen beeinflußt gegenüber handfertigen Sprengstoffen auf Kaligruben? „Kali". Halle a. Saale 1926, Heft 7, 8, 10, 12.

[4]) Stephan, Sprengluft im oberschlesischen Bergbau. Kohle und Erz 1926, Nr. 14/15.

[5]) Grunow, Erfahrungen mit Sprengluft beim Bau einer Wasserkraftanlage. Deutsche Tiefbau-Zeitung 1926, Nr. 17.

gefäßen, in denen die Patronen ohne flüssigen Sauerstoff auch auf größere Entfernungen zum Schießort gebracht werden.

Sprengluftbeschüsse im Tagebau und Steinbruch.
(Bericht aus dem Auslande.)

		Gesteinsart				
		Kalkstein	Kalkstein	Eisenerz	Porphyr	Sandstein
Zahl der Bohrlöcher . . .	Stück	4	12	16	1	30
Seitlicher Abstand der Bohrlöcher voneinander . . .	mm	3700	3700	3 000	—	versch.
Abstand der Bohrlöcher von der freien Abschlagfläche .	mm	4600	3700	3 040	9 100	versch.
Ladezeit bis zum Schuß . .	Min.	30	95	32	30	35
Bohrlochtiefe	mm	3550	8240	12 800	22 800	6700
Bohrlochdurchmesser . . .	mm	156	156	156	209	110
Beschuß hätte erfordert an Dynamit	kg	226	462	805	680	1040
Verbrauch an fl. Sauerstoff .	kg	146	460	680	640	860
Verbrauch an ungetränkten Sprengluftpatronen . . .	kg	22	89	151	113	229

	Myerstown U.S.A.[1])	Sorcy in Frankreich[1])
Anzahl der Bohrlöcher . . .	12	10
Tiefe der Bohrlöcher	30 Fuß (10 m)	39 Fuß (9,12 m)
Durchmesser der Bohrlöcher .	$5^1/_2$ Zoll (140 mm)	6 Zoll (152 mm)
Anzahl der Sprengluftpatronen	60 Stück	120 Stück
Trockengewicht der Patronen .	195 Pfd. = 88,442 kg	684 Pfd. = 310,162 kg
Gesamtgewicht der benötigten Sprengluft	906 Pfd. je 453,6 g = 410 kg	1780 Pfd. = 807,418 kg
Gewicht des losgeschossenen Gesteins . . . . . t	4500 (4961 kg)	10 140
Wesentliche Vergleichsdaten je Bohrlochfuß	12,5 t oder	26 t oder
je Bohrlochmeter	37,5 t	78 t
Sprengstoffkosten bei Sprengluft je t	5,37 Pf.	4,08 Pfd.
Sprengstoffverbrauch je t . .	72 g	72 g

[1]) Lisse, Deutsche Tiefbau-Zeitung 1926, Nr. 35.

Sprengluftbeschüsse.
(Auszug aus dem Schießprotokoll eines deutschen Sprengluftbetriebes.)

	Gesteinsart Granit			
Bankhöhe . . . . . m	10	10	7	8
Bankbreite . . . . . m	3,5	3,5	2,5	3
Banklänge . . . . . m	14	12	8,0	14
Zahl der Bohrlöcher	40	35	11	40
Bohrlochtiefe . . . . . m	162	122,5	35,5	120,5
Bohrlochdurchmesser . . . . . mm	44 bis 60	—	—	—
Patronensorte	D_b	—	—	—
Patronenanzahl	270	180	63	175
Patronendurchmesser . . . . . mm	42 bis 46	—	—	—
fl. Sauerstoffverbrauch . . . . . kg	126,5	90	30	76,0
Abwurfmasse . . . . . m^3	490		140	336
Sprengluftanteil je m^3 Fördergut:		420		
fl. Sauerstoff . . . . . kg	0,26	0,21	0,21	0,22
Patronen . . . . . Stück	0,55	0,43	0,45	0,52
Bohrloch . . . . . je m^3	0,33	0,30	0,24	0,36
Ladezeit	18	15	9	13

Sprengluftschießkosten für 1 m^3 Förderstein.

a) flüssiger Sauerstoff 0,300 kg (1 kg zu 25 Pf.) . . 8,5 Pf. (8,3)
b) Sprengluftpatronen 0,5 Stück (1 Stück 15 Pf.) . . 7,5 Pf.
Sprengluftkosten je 1 m^3 Granit . . **16,0** Pf.

Der Verbrauch an flüssigem Sauerstoff ist an der Sprengluft-Erzeugungsanlage, also brutto, gemessen; der Bedarf von 0,300 kg je 1 m^3 Fördergut versteht sich:

1. das Abwerfen des Gesteins von der Wand,
2. für das Zerkleinern der größten angefallenen Blöcke,
3. für Beseitigung eines Teiles des überlagernden Abraumes durch Erdschüsse.

Die Verwendung des Sprengluftverfahrens verbürgt nicht nur die Sicherheit der Arbeiten in großem Maße, sondern schließt auch den Mißbrauch des Sprengstoffes zu ungesetzlichen oder verbrecherischen Zwecken aus. Die vorstehenden Mitteilungen über das Sprengen mit flüssigem Sauerstoff lassen deutlich die Fortschritte erkennen, die auf diesem Gebiet in jüngster Zeit gemacht wurden. Eine günstige Zukunft für das Sprengluftverfahren läßt sich jedenfalls im Verein mit den günstigen praktischen Erfolgen auf sprengtechnischem und wirtschaftlichem Gebiete voraussehen.

Alle Rechte vorbehalten.

Über die Nebenspannungen im Rhombenfachwerk.

Von Prof. Dr.-Ing. **Friedrich Hartmann**, Wien[1]).

In der „Bautechnik" 1927, Heft 46 u. 47, bringt Reichsbahnoberrat Krabbe eine Beschreibung der neuen Rheinbrücke bei Wesel, einer doppelgleisigen Eisenbahnbrücke, für den N-Zug berechnet und als durchgehender Träger mit zwei Doppelfeldern in Rhombenfachwerk ausgeführt (Abb. 1). Der zur Stabilität erforderliche lotrechte Verbindungsstab liegt hier über der Mittelstütze des Balkens. Das Rhombenfachwerk gehört bekanntlich zu jenen Trägerarten, die bei gelenkigen Knotenpunkten sich durch starke Beweglichkeit auszeichnen; die Einflußlinien und die Biegelinien verlaufen zickzackförmig. Nach der üblichen Berechnungsweise der Nebenspannungen ergeben sich diese für das Rhombenfachwerk im allgemeinen sehr groß, weil die Annahme gemacht wird, daß die Nebenspannungen selbst auf die Verschiebungen der Knotenpunkte nur einen sehr geringen Einfluß haben, der vernachlässigt wird. Nun habe ich schon in meinem Aufsatze in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1919, der zum ersten Male praktisch brauchbare Näherungsformeln zur Ermittlung von Nebenspannungen bringt, erwähnt, daß bei Fachwerken mit stark zickzackförmiger Biegelinie die Gurtsteifigkeit die Zacken vermindern dürfte, wodurch die Nebenspannungen kleiner werden. In einem späteren Aufsatze in derselben Zeitschrift vom Jahre 1923 über „Die großen Arbeiten der Schweizer Brückenbauingenieure auf dem Gebiete der Nebenspannungen" habe ich den Einfluß der Gurtsteifigkeit auf die Nebenspannungen bereits für die praktisch so wichtigen Fachwerke mit Hilfsständern behandelt und einfache Näherungsformeln zur Berechnung der herabgeminderten Nebenspannungen angegeben.[2]) In der ersterwähnten Arbeit wurde auch auf den günstigen Einfluß von lotrechten Verbindungsstäben bei mehrfachen Fachwerken hingewiesen, der sich ebenfalls in einer Verminderung der Nebenspannungen äußert, ebenso auf den wichtigen Umstand, daß die Größe der Nebenspannungen in Fachwerken mit zickzackförmiger Biegelinie sehr von dem

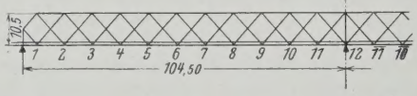


Abb. 1.

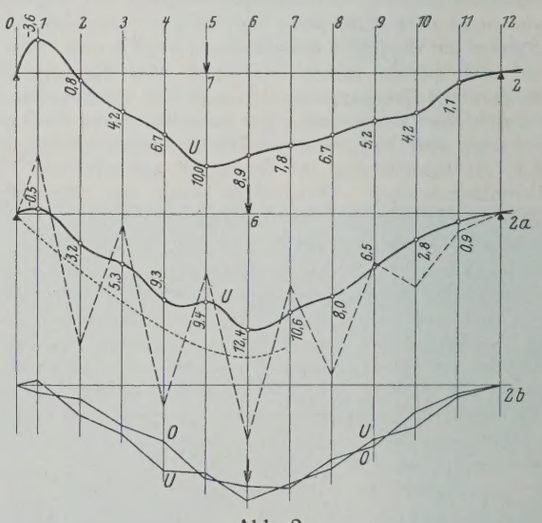


Abb. 2.

[1]) Vergl. hierzu die Zuschriften des Verfassers in der „Bautechnik" 1927, Heft 55, S. 814 und 1928, Heft 5, S. 67. Die Schriftleitung.

[2]) Herr Krabbe bezeichnet in Heft 5, S. 68, diese Näherungsformeln als grob, weil darin die Zugkraft des Untergurtes nicht berücksichtigt ist. In einer Näherungsformel wird man nicht alles berücksichtigen, sonst wäre sie eine genaue Formel. Der Einfluß der Zugkraft ist übrigens bedeutungslos. Wenn aber meine Näherungsformel als grob bezeichnet wird, wie soll man dann die „genaue" Berechnungsweise der Nebenspannungen bezeichnen, die doch heute noch allgemein für Fachwerke mit Hilfsständern üblich ist und die nicht einmal den von mir in der Näherungsformel berücksichtigten Einfluß der Biegesteifigkeit des Untergurtes auf die Senkung Δ des Knotenpunktes k (s. die Abb. auf S. 68) berücksichtigt?

Verhältnis der Knotenweite zu den Achsabständen der Lastenzüge abhängt, und endlich, daß in solchen Fachwerken die Nebenspannungen mit der wachsenden Spannweite abnehmen, weil der Einfluß des wachsenden Eigengewichtes als einer gleichmäßigen Belastung die Zacken der Biegelinie sehr mildert.[3]) So ist wohl bei der Weseler Brücke, bei der alle hier erwähnten günstigen Umstände zutreffen, zu erwarten, daß die Nebenspannungen nicht allzu groß sein werden. Die Brücke wurde versuchsweise im Punkte 5 und dann im Punkte 6 angehoben. Durch Nivellement wurden die lotrechten Verschiebungen der Knotenpunkte gemessen. Die Ergebnisse wurden mir in dankenswerter Weise von Herrn Reichsbahnoberrat Krabbe zur Verfügung gestellt. Sie sind in Abb. 2 bis 2b wiedergegeben. In Abb. 2 u. 2a wurden die gemessenen Verschiebungen aufgetragen und durch einen stetigen vollen Linienzug verbunden, der also annähernd die Biegelinie der Untergurte wiedergibt. Die Hubkraft konnte nur annähernd ermittelt werden, und für diese wurde unter Voraussetzung gelenkiger Knotenpunkte die stark gestrichelte Biegelinie der Abb. 2a ermittelt, aus deren Lage man den Schluß ziehen darf, daß die Hubkraft tatsächlich etwas kleiner war, da die punktierte Mittelwertlinie eigentlich auch in die volle Linie fallen sollte. Da bei diesen Biegelinien die Wirkung des großen Eigengewichtes der Brücke ausgeschaltet ist, erscheint die Abminderung der Sprünge in der Lage der aufeinanderfolgenden Knotenpunkte doch erstaunlich. Es muß hier nach weiteren Ursachen für diese Erscheinung gesucht werden, da mir die eingangs angeführten zur Erklärung nicht auszureichen scheinen. Es ist dies um so notwendiger, als aus dem günstigen Verhalten dieser einen Brücke sich leicht eine Überschätzung des Rhombenfachwerkes ergeben könnte, um so mehr als auch auf andere Fälle verwiesen wurde, in denen Rhombenfachwerke sich günstig verhalten haben sollen. Eine Überschätzung dieser Trägerart aber halte ich für gefährlich. Zugunsten des Rhombenfachwerkes wurden verschiedene Dinge ins Treffen geführt, die hier besprochen werden sollen.

Man hat darauf hingewiesen, daß die rhombenförmige Ausfachung besser als die irgend eines anderen Fachwerkes dem Zuge der Spannungstrajektorien eines vollwandigen Balkens angepaßt sei. Wenn diese Ähnlichkeit eine Berechtigung hätte, müßte das Rhombenfachwerk auch selbst als reines Gelenkfachwerk statisch besser wirken als beispielsweise ein einfaches Ständerfachwerk, was doch bestimmt nicht der Fall ist. Während im Ständerfachwerk Gurt- und Strebenkräfte bei jeder Belastung einen ähnlichen Verlauf zeigen wie Normal- und Schubspannungen im vollwandigen Träger, und zwar auch hinsichtlich des Vorzeichens, ist beim Rhombenfachwerk wenig davon zu sehen. Jede Gesetzmäßigkeit ist hier verschwunden. Abb. 3 zeigt ein Fachwerk, ähnlich dem der Weseler Brücke, nur einfeldrig und statisch bestimmt. Man sehe sich den merkwürdigen Verlauf der Strebenkräfte für diesen und den um ein Feld verschobenen Lastenzug der Abb. 3a an. (Die gedrückten Stäbe sind stärker gezeichnet.) Sogar in den Gurten kommen Zeichenverschiedenheiten vor, die sich besonders kraß zeigen, wenn man etwa im Knotenpunkte 1 allein eine Einzellast annimmt. Dann wechseln in aufeinanderfolgenden Gurtstäben von Feld zu Feld die Vorzeichen der Kräfte. Auch Vollbelastung bringt noch keine Gesetzmäßigkeit in die Strebenkräfte (Abb. 3b). Die Einflußlinien gehen zickzackförmig auf und ab. Die Ähnlichkeit des Rhombenfachwerkes mit den Spannungstrajektorien ist also wohl nur eine sehr äußerliche.

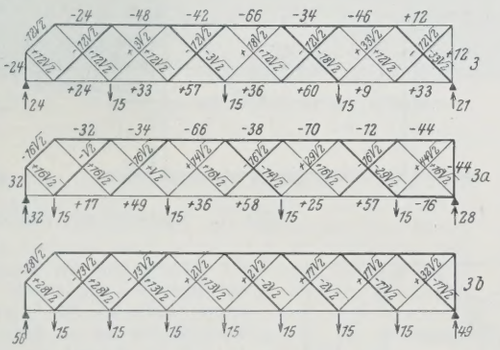


Abb. 3.

Als zweiter Beweis für die Güte des Rhombenfachwerkes werden die Messungen an der Rheinbrücke bei Thusis herangezogen, einem Rhombenfachwerk von 82 m Stützweite mit obenliegender Fahrbahn. Dabei haben sich wesentlich geringere Spannungen ergeben, als die übliche Theorie lieferte. Gemessen wurde nur rechts und links des Obergurtknotenpunktes 3, und zwar für zwei um ein Feld verschobene Stellungen des Lastenzuges. Der Obergurt hat die für 82 m Stützweite gerade nicht übermäßige Höhe von 550 mm. Die Steifigkeitsziffer des Obergurtes ist aber dennoch sehr groß, weil die Feldweite von 6,30 m im Obergurt durch Hilfsständer in den Kreuzungspunkten der Streben auf 3,15 m herabgemindert ist. Die Theorie ergibt daher auch nur im Obergurt besonders große Nebenspannungen. Die im Untergurt mit der doppelten Feldweite sind kaum halb so groß als im Obergurt (Tafel 24 des Schweiz. Berichtes). Es darf daher nicht verwundern, wenn die große Obergurtsteifigkeit tatsächlich wesentlich kleinere Nebenspannungen ergibt, als für die Formänderungen des Gelenkfachwerkes berechnet wurden. Trotzdem aber ergab die Messung im Stab O_{3-4} an der rechten Unterkante des Querschnittes für Laststellung 1 eine Drucknebenspannung von 50% (Tafel 77 der Schweiz. Veröffentlichung)! Ferner zeigte sich auch für die zwei Laststellungen der theoretisch ermittelte Wechsel im Vorzeichen der Nebenspannungen, d. h., daß z. B. an der eben erwähnten Stelle bei Verschiebung des Lastenzuges um nur ein Feld die Gurtrandspannung plötzlich auf ein Zehntel (nicht um ein Zehntel) ihres Betrages herabfällt. Solche Verhältnisse kann man wohl nicht günstig nennen!

Als drittes Beweismittel für die günstige Wirkung des Rhombenfachwerkes wird die bereits in meinen Zuschriften an die Schriftleitung erwähnte Arbeit des Herrn Christiani herangezogen, der ein Rhombenfachwerk als Rahmen berechnet hat, wodurch er auch wieder kleinere Biegungsspannungen erhält als nach der üblichen Berechnungsweise. Aus dieser Arbeit auf ein günstiges Verhalten der Rhombenfachwerke überhaupt zu schließen, erscheint nicht angängig. Es ist immer sehr gewagt, aus einem Sonderfalle Schlüsse auf die Allgemeinheit zu ziehen, das tut aber Christiani in seiner Abhandlung selbst. Er nimmt eine 28 m weit gespannte doppelgleisige Eisenbahnbrücke an, die für den N-Zug berechnet wurde (Abb. 4), wobei die Gurte die für eine so kleine Brücke ungewöhnliche Höhe von 600 mm mit einem größten Trägheitsmoment von 191,000 cm⁴ haben. Bei der in der „Bautechnik" 1927, Heft 28, erwähnten doppelgleisigen Murgbrücke mit 29,5 m Spannweite, die auch für den N-Zug berechnet ist, sind die Gurte nur 450 mm hoch; ihr größtes Trägheitsmoment ist 116,000 cm⁴. Bei der eingleisigen Oderbrücke bei Cüstrin („Die Bautechnik" 1927, Heft 39) mit 80 m Spannweite (N-Zug) aber sind die Obergurte auch nur 450 mm hoch, und das größte Trägheitsmoment ist erst 160,000 cm⁴ (8 m Feldweite)! Die von Christiani gewählten Gurte sind so steif, daß sie, alle vier allein nebeneinandergelegt, eine gleichmäßige Belastung von 60 t tragen könnten, wobei die Beanspruchung nicht viel über 1000 kg/cm² und die Durchbiegung nur rd. 15 cm betrüge. Daß sich ein so steifer Gurt nicht so leicht in starke Gegenkrümmungen wird zwingen lassen, ist begreiflich. Christiani erhält aber als Ergebnis seiner Rechnung, daß die Zickzacklinie völlig verschwindet und einer einheitlich gekrümmten Biegelinie Platz macht. Das ist ein überraschendes Ergebnis, das sich aber sofort erklärt, wenn man sich den Belastungsfall näher ansieht. Das Rhombenfachwerk von Christiani ist symmetrisch und hat in der Mitte den zur Stabilität erforderlichen lotrechten Verbindungsstab. Gerade an diesem Stabe wirkt eine Einzellast, und hierfür werden die Nebenspannungen berechnet. Nun ist aber bereits erwähnt, welch großer verteilender Einfluß einem solchen Verbindungsstabe zukommt. Wenn man dem von Christiani ermittelten Verschiebungsplan die Gurtverschiebungen entnimmt, erhält man die in Abb. 4a gestrichelt dargestellte Biegelinie, die, obzwar sie für das Gelenkfachwerk ermittelt wurde, doch harmlos aussieht. Hätte man aber zwei Einzellasten symmetrisch in den Knotenpunkten 3 angenommen, dann hätte sich die in Abb. 4a voll ausgezogene Biegelinie ergeben, die auf gleiche Durchbiegung mit der früheren in Brückenmitte reduziert wurde. Diese Linie sieht ganz anders aus! Ob die genaue Berechnung auch hier noch eine einheitliche Krümmung der Gurtbiegelinie ergeben würde, scheint mir trotz der übergroßen Gurtsteifigkeit sehr zweifelhaft. Es ist auch interessant, für den gleichen Belastungsfall die Biegelinie des Obergurtes für das Gelenkfachwerk zu zeichnen. Sie ist in Abb. 4b dargestellt, und es zeigt sich, daß das Rhombenfachwerk ähnlich wie die bekannte Nürnberger Schere wirkt. Senkt sich ein Untergurtknotenpunkt, so geht der entsprechende Obergurtpunkt nach aufwärts und umgekehrt. In dieser merkwürdigen Erscheinung dürfte aber auch ein Grund mehr dafür liegen, daß tatsächlich die Nebenspannungen wesentlich geringer werden als beim Gelenkfachwerk. Die scherenartige Verformung wird nämlich nicht nur durch die Gurtsteifigkeit vermindert, sondern auch durch die Rahmensteifigkeit der Rhomben selbst, wenn die Streben verhältnismäßig steif sind und starke Knotenbleche aufweisen.

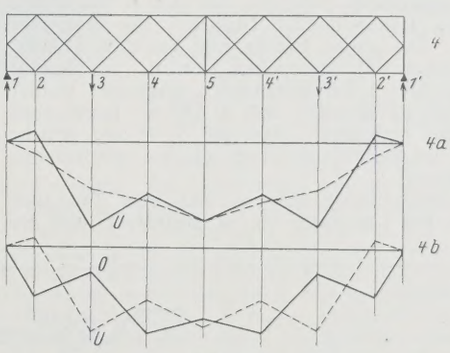


Abb. 4.

Bei der Weseler Brücke sind alle Stäbe sehr steif, schon deshalb, weil die Brücke doppelgleisig und für den schweren N-Zug berechnet wurde. Aber 900 mm Gurthöhe bei 9 m Feldweite ist bei 104 m Spannweite und durchlaufendem Träger doch sehr reichlich. Die ebenfalls

[3]) Diese Dinge behandelt auch zum Teil mein kurzer Aufsatz in der „Bautechnik" 1927, Heft 27.

doppelgleisige und für den N-Zug berechnete Brücke bei Hämerten hat in der Hauptöffnung (106 m Spannweite) Gurte von nur 600 mm Höhe, obwohl die Feldlänge für die auf Knickung beanspruchten Obergurte hier gar 12,60 m beträgt. Die letztere Brücke sieht also zunächst einmal nicht unwesentlich schlanker aus als die Weseler Brücke. Die Wirkung der sehr steifen Gurte der Weseler Brücke wird noch unterstützt durch vier Stränge 900 mm hoher Längsträger, die die Verbiegungen der Gurte zum größten Teil mitmachen müssen und daher mildernd auf diese Verbiegungen wirken werden. Außerdem wirken auch hier, wie schon früher bemerkt, die sehr starken Streben mildernd auf die Verbiegungen. Die Rhomben sind hier besonders steif, weil die Trägerhöhe nur $^1/_{10}$ der Stützweite beträgt und die Gurte auch noch sehr hoch sind. Die Streben sind daher verhältnismäßig viel kürzer als bei anderen Brücken.

Es treffen also zur Verringerung der Nebenspannungen bei der Weseler Brücke eine Reihe günstiger Umstände zusammen. Ungünstig wirkt nur der Umstand, daß der lotrechte Verbindungsstab nicht im Felde, sondern über der Mittelstütze liegt. Tatsächlich zeigen die Biegelinien der Abb. 2 bis 2b trotz aller günstigen Verhältnisse doch immer noch Wellenformen. Interessant ist die Zusammenlegung der gemessenen gleichzeitigen Verschiebungen von Untergurt und Obergurt in Abb. 2b, wobei die Knotenpunkte einfach durch gerade Linien verbunden sind. Es zeigt sich auch hier die schon erwähnte scherenartige Verformung, nur stark gemildert durch die Steifigkeit der Rhomben. Wenn auch die Brücke niemals mit der so ungünstig wirkenden Einzellast belastet wird, so wäre es doch von Wert, mit einem Belastungszug auch genauere Messungen durchzuführen, und zwar auch Spannungsmessungen, in die die Streben mit ihren Knotenpunkten einbezogen werden sollten. Im großen und ganzen kann man ja sicher sein, daß dank der großen Steifigkeit aller Stäbe sich bei der Weseler Brücke keine großen Nebenspannungen ergeben werden. Aber nicht jede Brücke ist zweigleisig, nicht jede Brücke wird auf so schwere Belastung gerechnet. Schließlich ist zu bedenken, daß der neue Si-Stahl ganz besonders schlanke Stäbe ergibt. Man sehe sich nur die Bilder der Drage-Brücke an (vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 46). Diese Brücke hat 38 m Stützweite, $\frac{l}{6}$ als Höhe $\left(\text{gegen } \frac{l}{10} \text{ der Weseler Brücke}\right)$ und ist ebenfalls für den schweren N-Zug berechnet. Die Gurte sind bei 4,75 m Knotenweite nur 280 mm hoch! Eine solche eingleisige Brücke in Rhombenfachwerk ausgeführt, würde wohl andere Ergebnisse liefern als die andern hier erörterten Brücken. Bei schlanken Gurten und Streben wird deren Biegungswiderstand keine große Rolle mehr spielen, und die tatsächlich auftretenden Nebenspannungen werden den in üblicher Weise theoretisch berechneten bedenklich nahe kommen. Solange also nicht für schlanke Rhombenfachwerke nachgewiesen wird, daß sie sich hinsichtlich der Nebenspannungen günstig verhalten, darf man diese Trägerart nur sehr beschränkt verwenden, nämlich für sehr schwere, starkstäbige Brücken. Aber wenn man mit dem Biegungswiderstande der Stäbe rechnet, dann sollte wohl auch die statische Berechnung darauf Rücksicht nehmen, damit man für alle Fälle vor unliebsamen Überraschungen sicher sei. Ich glaube nicht, daß es sich lohnt, die mühevolle Arbeit der Berechnung des Rhombenfachwerkes als Rahmen durchzuführen, nur um das Rhombenfachwerk wieder einzuführen, selbst wenn dessen ästhetische Wirkung die allerbeste wäre.

Vermischtes.

Eisenbeton-Pfahlbrücke über den Pontchartrain-See. (Aus Eng. News-Rec. vom 29. März 1928, S. 502 u. f.) Im Jahre 1927 wurde eine 7,6 km lange Pfahlbrücke über den Pontchartrain-See (Louisiana) in ungewöhnlich kurzer Bauzeit fertiggestellt. Abb. 1 zeigt die Abmessungen des durchlaufend gleichmäßig ausgeführten Tragwerkes. Auf 1 lfd. m entfallen durchschnittlich 7,65 m³ Beton und 1500 kg Eisenbewehrung. Die freie Spannweite zwischen den aus je vier Eisenbetonpfählen bestehenden Jochen beträgt 10,68 m. Die Breite des Fahrdammes ist 9,15 m. Die ganze Brücke ruht auf 2796 Pfählen, von denen wöchentlich etwa 100 eingetrieben wurden. Die Bewehrung der Pfähle ist aus Abb. 2 zu entnehmen. Insgesamt wurden 65 360 kg Zement, 48 900 m³ Schotter und 31 530 m³ feinkörniges Material sowie 8575 t Eisen verbraucht. Aus Abb. 3 ist die örtliche Lage der Brücke sowie der Verlauf der durch sie neu geschaffenen Verkehrsstraße zu entnehmen.

Da die Ufer des Sees niedrig gelegen und zum Teil auch sumpfig sind, so wurden der Lagerplatz für die Werkstoffe und die maschinellen Einrichtungen zum Herstellen der Pfähle nach dem Orte Slidell gelegt. Von hier aus geschah die Anlieferung der Baustoffe und fertigen Teile auf dem 18,3 km langen Wasserwege durch einen toten Flußlauf. Die Anordnung des Lager- und Werkplatzes ist in Abb. 4 im Grundriß und in Abb. 6 im Schnitt dargestellt. Die Pfahlformen sind in Abb. 5 und die Krananlage zum Stapeln der Pfähle in Abb. 7 veranschaulicht.

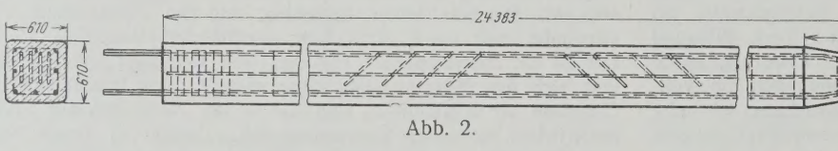


Abb. 2.

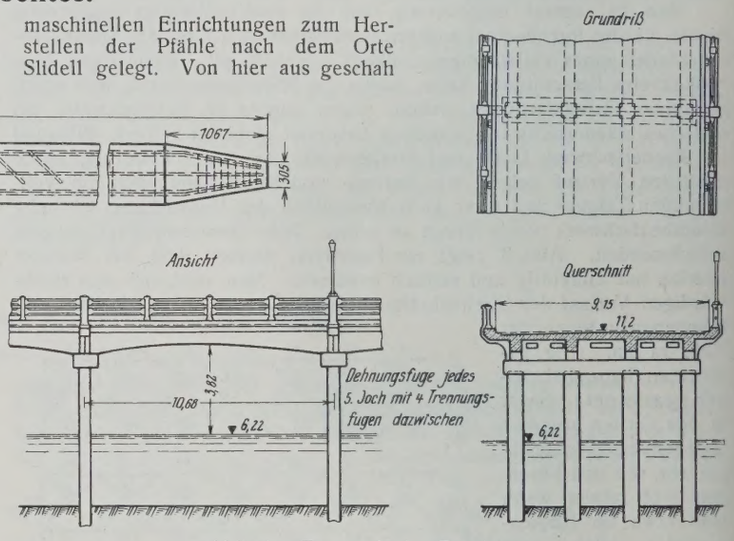


Abb. 1. Tragwerk der Brücke.

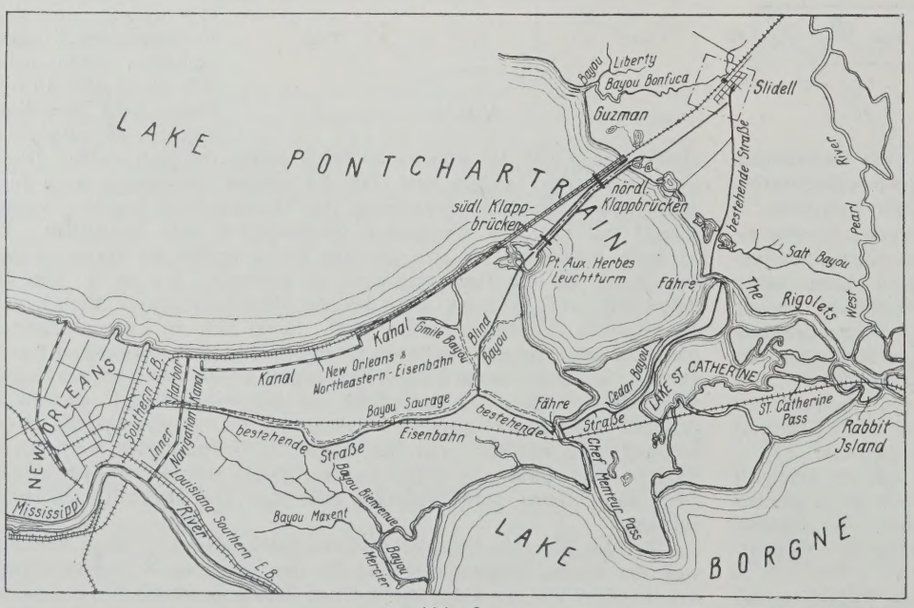


Abb. 3.

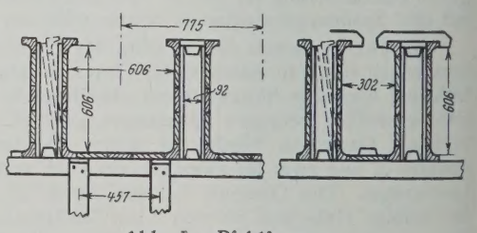


Abb. 5. Pfahlformen.

Die Pontchartrainbrücke ist eine Zollbrücke, die einschließlich der Zufahrtrampen zu beiden Seiten insgesamt eine 23,5 km lange neue Anlage darstellt. Die durch sie geschaffene neue Verkehrslinie ist um 13,7 km kürzer als die alte, in deren Zuge, wie aus Abb. 3 ersichtlich, außerdem noch zwei Fähren liegen. Z.

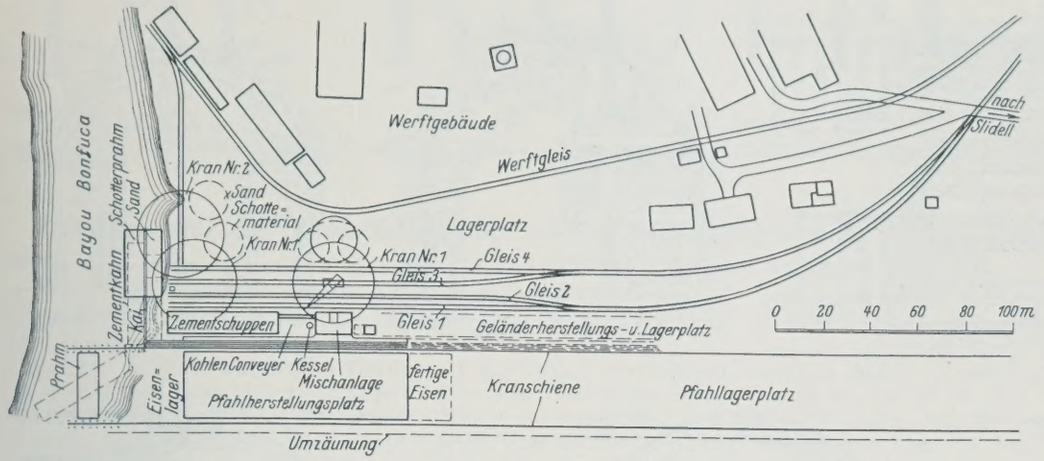


Abb. 4. Lager- und Werkplatz.

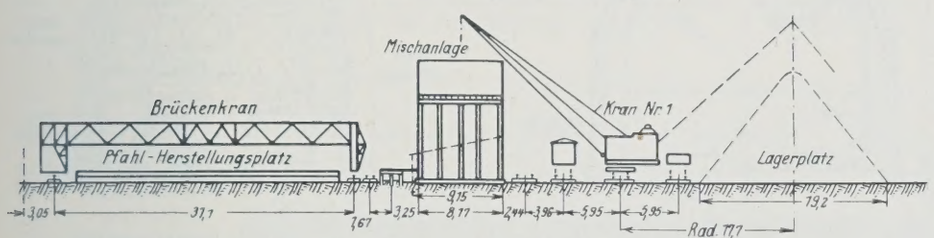


Abb. 6. Lager- und Werkplatz.

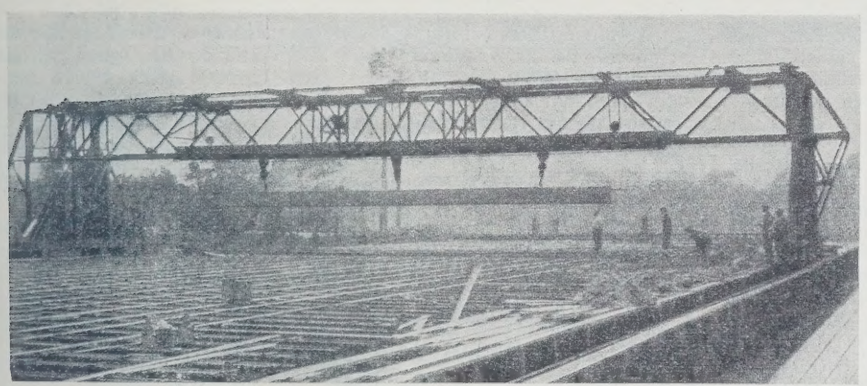


Abb. 7. Krananlage zum Stapeln der Pfähle.

Abb. 4, 6 u. 7. Eisenbeton-Pfahlbrücke über den Pontchartrain-See.

Gasbeton wird bekanntlich dadurch erzeugt, daß dem Betongemisch gewisse Chemikalien zugesetzt werden, z. B. Zinkstaub, Calcium-Carbid, Aluminium usw., die mit den Bestandteilen des Gemisches Gase bilden und das Material vor dem Erhärten, ähnlich der Hefe beim Brotteig, auftreiben und es mit einer Unzahl von kleinen, in sich abgeschlossenen Zellen durchsetzen. Die Schwierigkeit bei der Herstellung des Gasbetons liegt darin, ein vollkommen gleichmäßig reagierendes Material zu erreichen, so daß bei einer fabrikmäßigen Herstellung die Struktur der Baukörper immer dieselbe bleibt und das Material nicht einmal mit kleineren und einmal mit größeren Poren durchsetzt ist. Vor ungefähr sechs Jahren hat man in Schweden begonnen, auf diesen Gebieten eingehende Versuche zu machen, die gezeigt haben, daß, um diese Gleichmäßigkeit zu erzielen, die oben angegebenen Chemikalien nicht genügen, sondern weitere Zusätze notwendig sind, die sich nach der Art der verschiedenen verwendeten Zemente richten. Um den Prozentsatz von Zement herabzudrücken, stellen in Schweden einige Fabriken den Gasbeton mit einem Zusatze von Schieferkalk her, der aus dem dort vielfach als Brennstoff verwendeten Ölschiefer gewonnen wird, ein Verfahren, das für Deutschland, wo Ölschieferasche als Abfallerzeugnis nicht vorhanden ist, keine Aussicht auf Erfolg hat.

Das „Aerokret", das in seinem Aussehen einem versteinerten Gummischwamm ähnelt, hat nach einem in den „Mitteilungen der Reichsforschungsgesellschaft usw.", Nr. 11, April 1928, veröffentlichten Vortrage des Reg.-Baumeisters Fraenkel folgende Eigenschaften:

Der normale Gasbeton, wie er in Schweden, England und seit kurzer Zeit auch in Deutschland zu Bauzwecken geliefert wird, hat ein spez. Gew. von 0,8. Für reine Isolierzwecke ist es möglich, einen Aerokret-Isolierstoff mit einem spez. Gew. bis 0,5 herzustellen. Infolge der vielen eingeschlossenen Poren, die keine Verbindung miteinander haben, ist die Isolierfähigkeit des Materials außerordentlich gut. Die in England und Schweden angestellten Proben haben eine nach dortigen Normen aufgestellte Wärmeleitzahl von 0,24 gegenüber 1,3 von Ziegelstein bei einem spez. Gew. von 0,75 bis 0,8 ergeben. Der mit einem spez. Gew. von 0,4 hergestellte Stoff hat ein entsprechend höheres Isolationsvermögen. Versuche sind in Deutschland im Gange. Die vielen im Material enthaltenen und nicht in Verbindung miteinander stehenden Poren machen Aerokret auch zu einem schlechten Schalleiter. Genaue Zahlen liegen hierüber nicht vor, werden aber in nächster Zeit in Deutschland ermittelt werden. Die Druckfestigkeit von Aerokret (spez. Gew. 0,8) schwankt nach Versuchen in Schweden und England zwischen 30 und 40 kg/cm² nach 28 Tagen. Eine verhältnismäßig sehr hohe Festigkeitszunahme ist nach einer längeren Zeit festgestellt worden, wobei verschiedene Druckversuche, die nach sechs Monaten angestellt wurden, eine Festigkeit bis 60 kg/cm² zeigen. Die schlechte Wärmeleitfähigkeit von Aerokret macht dieses zu einem ausgezeichneten Werkstoff zur Ummantelung von eisernen Stützen und Trägern. Bei Versuchen in der Mc. Gill University in Kanada zeigte eine an der Unterseite bis 800 ° C während vier Stunden erhitzte 7 cm dicke Aerokret-Dachplatte eines Probehauses für Brandversuche an der Oberseite nicht mehr als 56 ° C. Wichtig ist die Unveränderlichkeit von Aerokret, die dadurch gewährleistet wird, daß ihm keine pflanzlichen oder den Beton schädigenden Stoffe beigemengt sind. Eine weitere sehr erwünschte Eigenschaft des Gasbetons ist seine Fähigkeit, an anderen Baustoffen zu haften und durch seine Dehnung, wenn er in flüssigem Zustande vergossen wird, alle Hohlräume bis auf den letzten Rest auszufüllen. Umkleidet man eine Stütze mit fertigen Aerokretplatten und vergießt den verbleibenden Hohlraum mit Aerokretmörtel, so verbindet dieser die einzelnen Platten zu einem untrennbaren Block, umkleidet das Eisen vollkommen dicht und scheidet an der Eisenoberfläche eine Art Haut aus, die das Durchdringen von Wasser unmöglich macht.

Der Bau des neuen Musconetcong-Tunnels. In nur 40 m Entfernung neben dem alten, 1872 bis 1875 erbauten Musconetcong-Tunnel östlich von Phillipsbourg (New Jersey) wird zurzeit ein zweiter Tunnel hergestellt, der bei gleicher Länge und gleichen geologischen Verhältnissen ein anschauliches Beispiel gibt für die in der Zwischenzeit erreichten technischen Fortschritte.

Beide Tunnel sind nach Eng. News-Rec. vom 22. und 29. 12. 1927 etwa 1470 m lang, der ältere ist 7,92 m i. l. weit und 6,40 m i. l. hoch. Ursprünglich für zwei Gleise angelegt, kann er infolge des vergrößerten Lichtraumprofils nur noch eingleisig betrieben werden. Der neue Tunnel soll mit 9,14 m l. W. und 7,62 m l. H. zwei Gleise aufnehmen; die Bahnlinie ist bereits viergleisig ausgebaut.

Technische Schwierigkeiten boten vor allem die westliche Eingangstrecke (Abb. 1), die aus stark drückendem und leicht zersetzbarem weißen Ton bestand und mit verwittertem Syenit und einzelnen Geschiebeschichten durchsetzt war, sowie eine kurze Strecke gebrächen Felsens in der Mitte. Beim alten Tunnel war der poröse Kalkstein sehr stark wasserführend, so daß diese Strecke durch einen Schrägstollen und, als dieser aufgegeben werden mußte, durch mehrere Schächte und schließlich einen Parallelstollen umgangen werden mußte. Beim Bau des neuen Tunnels zeigte sich dagegen, daß das Gebirge inzwischen ziemlich trocken geworden war, dafür drückte es stärker als beim Bau des alten Tunnels.

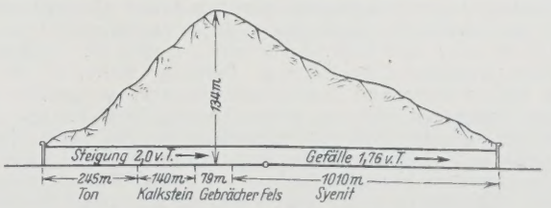
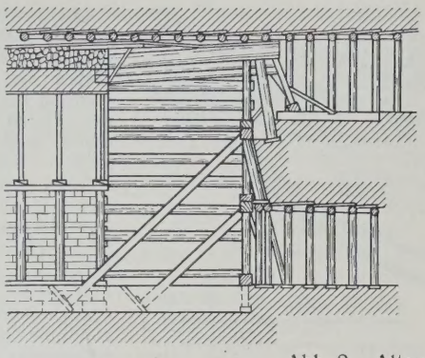


Abb. 1. Tunnellängsprofil.

Dieser konnte in englischer Tunnelbauweise, wenn auch in ziemlich kräftiger Auszimmerung errichtet werden (Abb. 2); beim neuen Tunnel versuchte man den Ausbruch von einem Firststollen und zwei Mittelstollen aus, unter Abstützung auf den Kern des Querschnittes, der zuletzt durch Schaufelbagger entfernt wurde (Abb. 3). Zuvor wurde die Stollenzimmerung durch die bogenförmige Zimmerung des Vollausbruchs ersetzt (Abb. 4), die in den druckreichen Stellen ungewöhnlich starke Abmessungen erhalten mußte. In standfestem Gebirge genügte eine leichte Abdeckung im Scheitel zum Schutze gegen Steinfall.

Gebohrt wurde im alten Tunnel mit Preßluft-Stoßbohrmaschinen auf Bohrwagen, im neuen Tunnel mit Preßlufthämmern an Spannsäulen, gesprengt wurde bereits im alten Tunnel mit Dynamit. Das Wegräumen geschah im alten Tunnel von Hand, die Abförderung mittels Rollbahn; beim neuen Tunnel wurde im Vollausbruch mit druckluftgetriebenen Löffelbaggern in die Förderbahn verladen.



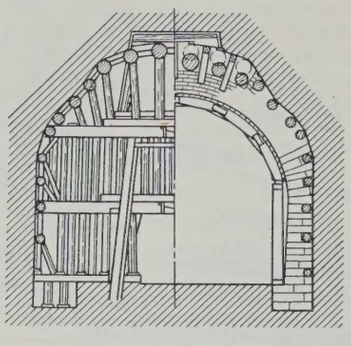


Abb. 2. Alter Tunnel.

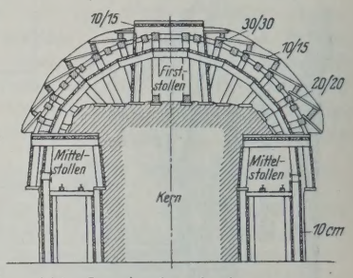


Abb. 3. Ausbruch des neuen Tunnels.

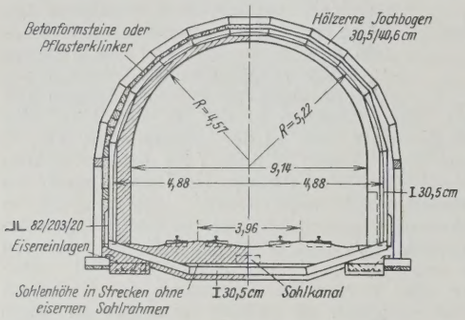


Abb. 4. Querschnitt des neuen Tunnels in Strecken starken Drucks.

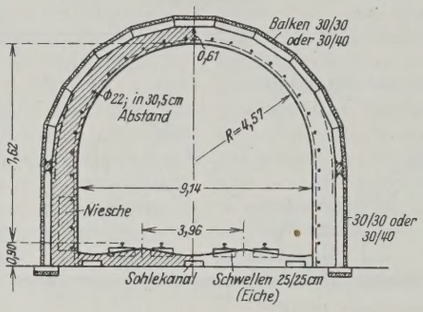


Abb. 5. Querschnitt des neuen Tunnels in Strecken geringeren Drucks.

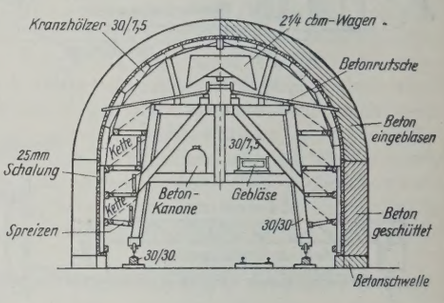


Abb. 6. Fahrbares Schalungsgerüst.

Die Voreinschnitte (etwa 283 000 m³ bei 22,8 m größter Tiefe beim neuen und ähnlich auch beim alten Tunnel) wurden in beiden Fällen durch Dampfschaufelbagger ausgehoben und die Massen durch Lokomotivbahn abgefördert. Es sind hier also schon 1872 die neueren technischen Hilfsmittel in bahnbrechender Weise ausgenutzt worden.

Der technische Fortschritt beim Bau des neuen Tunnels zeigt sich also weniger hierin und in der Entwurfsgestaltung, sondern hauptsächlich in der Verwendung der Hilfsmaschinen und infolgedessen auch in der Art der Ausmauerung, daneben in der Bewältigung der An- und Abfuhr von Baustoffen und Geräten.

1872 war man nur auf den Dampf als unmittelbare Antriebskraft und zur Erzeugung von Preßluft angewiesen; jetzt wird natürlich, soweit möglich, Elektrizität verwendet, auch für Nebenanlagen, wie z. B. elektrische Öfen zum Härten der Bohrer. Beim Bau des alten Tunnels sind rd. 1000 t Schmiedekohle und 27000 t Anthrazit gebraucht worden; alles mußte nach dem westlichen Tunneleingang aus 1,6 km, nach dem östlichen sogar aus 8 km Entfernung von der nächsten Eisenbahnstation mit Geschirr angefahren werden. Dazu waren drei Jahre lang 24 vierspännige Geschirre erforderlich.

Die Ausmauerung beschränkte sich beim alten Tunnel auf die beiden Stellen stärkeren Druckes (236 m am Westende und 80 m in der Mitte der Strecke); sie besteht dort aus lagerhaften Bruchsteinen in Zementmörtel 1:1 an den Seiten und aus Klinkermauerwerk im Scheitel. Der Zement mußte damals noch aus England bezogen werden.

Der neue Tunnel ist dagegen durchgehend mit Beton verkleidet (Abb. 4 u. 5). In den druckreichen Strecken dienen die Eisenrahmen der Auszimmerung als Bewehrung, in Strecken geringeren Drucks, und im standfesten Gebirge ist die Betonverkleidung mit Rundeisen bewehrt. Der Beton 1:2:4 wurde außerhalb des Tunnels bereitet, mit Rollbahn angefördert, mittels Schrägauffahrt 1:4 auf ein 40 m langes, fahrbares Schalungsgerüst (Abb. 6) gefahren und von dort aus nach dem Tunnelscheitel mit Preßluft, nach den Widerlagern mittels Schüttrinne eingebracht.

R. Fischer.

Tiefenlage und Neigungen der Londoner Untergrundbahnen. Während die Berliner Untergrundbahn ihren Namen nicht recht verdient — sie ist vielmehr eine Unterpflasterbahn —, sind die Londoner Untergrundbahnen wirkliche Tunnelbahnen. Diejenige Stelle, wo der Abstand zwischen Erdoberfläche und Untergrundbahntunnel am größten ist, liegt unter dem Hampstead Hill, wo dieser Abstand 76 m beträgt. Die Aufzüge mit dem größten Hub sind diejenigen der Haltestelle Hampstead; sie bewegen sich über eine Höhe von 63,5 m. — Der Längsschnitt der Gleise der Londoner Untergrundbahnen ist bekanntlich so gestaltet, daß sie in den Haltestellen höher liegen als auf der freien Strecke; durch die Steigung vor der Haltestelle wird das Anhalten, durch das Gefälle dahinter das Anfahren erleichtert. Im übrigen liegen aber die Untergrundbahnen in sehr verschiedener Höhe. Die steilste Neigung ist 1:48; sie kommt auf der Bakerloo-Strecke beim Übergang vom Tunnel zur Lage über Tag auf eine Länge von 610 m vor. An anderer Stelle findet sich eine Steigung von 1:50 auf 625 m Länge; sie wird an Länge noch übertroffen durch eine Steigung von 1:60 auf eine Strecke von 1320 m Länge. Bei der Haltestelle Elephant and Castle liegen die Schienen 23 m unter Themsehochwasser; bis Queenspark steigen sie um 52,5 m, und zwischen den Haltestellen Charing Cross der Hampstead-Strecke und Golders Green beträgt der Höhenunterschied 86 m.

Wkk.

Gebläse zum Reinigen der Betonzuschläge. Bei dem Bau einer Staumauer für die Wasserversorgung von Portland, Ore., ergab sich, nach einem Berichte in Eng. News-Rec. vom 12. April 1928, wegen des zu verwendenden, stark verunreinigten Flußsandes eine neuartige Aufgabe. Verunreinigende Beimengungen besaßen eine geringe Festigkeit, sie ließen sich jedoch weder durch Waschen noch durch Sieben ausscheiden. Durch die Einschaltung besonders konstruierter Gebläse (Abb. 1 u. 2) wurde jedoch die Aufgabe gelöst.

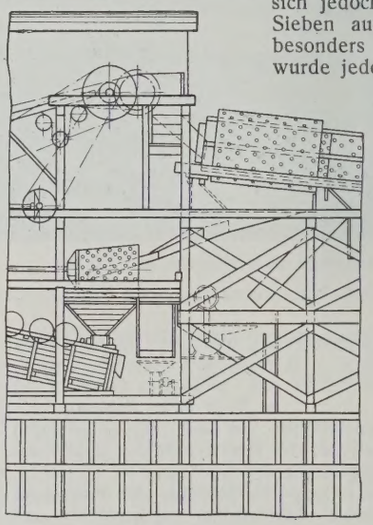


Abb. 1.

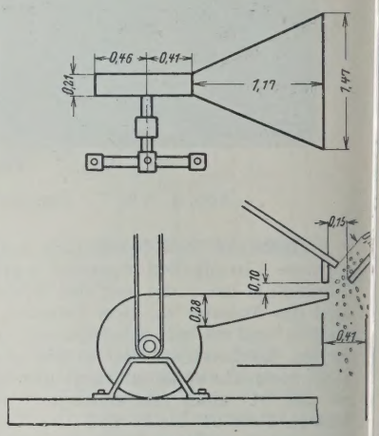


Abb. 2.

Durch die Gebläse ließ sich auch ein Überschuß an Wasser aus den mineralischen Bestandteilen austreiben. Ohne diese zu den Sieb- und Wascheinrichtungen hinzugefügten Gebläse wäre es nicht möglich gewesen, mehrere 1000 m³ nahe der Baustelle lagernden Sandes verwertbar zu machen.

Zs.

Technische Hochschule Hannover. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Ministerialdirektor im Reichsverkehrsministerium Johannes Gährs in Berlin, in Anerkennung seiner hervorragenden Verdienste um die Entwicklung der maschinellen Bauverfahren im Wasserbau. Wir sprechen dem neuen Ehrendoktor, den wir auch zu den Mitarbeitern der „Bautechnik" zählen dürfen, unseren aufrichtigen Glückwunsch zu der wohlverdienten Auszeichnung aus.

INHALT: Die Gründung des Kleist-Lyzeums in Berlin. — Neuzeitliche Fördertechnik. — Sprengen mit flüssigem Sauerstoff. — Über die Nebenspannungen im Rhombenfachwerk. — Vermischtes: Eisenbeton-Pfahlbrücke über den Pontchartrain-See. — Gasbeton. — Bau des neuen Musconetcong-Tunnels. — Tiefenlage und Neigungen der Londoner Untergrundbahnen. — Gebläse zum Reinigen der Betonzuschläge. — Technische Hochschule Hannover.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 6. Juli 1928 Heft 29

Neubau der Straßenbrücke über den Großschiffahrtweg Berlin—Stettin bei Schwedt a. d. Oder.[1]

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungs- u. Baurat **Kaumanns**, Potsdam.[2])

Alte Oderbrücke. Im Zuge einer der wichtigsten Oderübergänge vermittelte bis zum Frühjahr 1925 bei Schwedt eine hölzerne Brücke (Abb. 1) den Verkehr zwischen beiden Oderufern. Nach Verlegung der Stromoder in einen ausgebauten Oderarm 2,5 km östlich von Schwedt diente seit dem Jahre 1912 das frühere Flußbett dem Verkehr des neuen Großschiffahrtweges Berlin—Stettin. Die 87jährige Holzbrücke mit ihrer kennzeichnenden doppelten Schiffsklappe genügte trotz wiederholter Verstärkungen nicht den Ansprüchen des neuzeitlichen Verkehrs. Der Zustand der Brücke zwang schließlich den unterhaltungspflichtigen Preußischen Staat, oberhalb der alten Holzbrücke eine Behelfsbrücke zu errichten.

Behelfsbrücke (Abb. 2). Diese zeigt eine Zusammenstellung alter eiserner Überbauten, die zum größten Teil bei dem Ausbau der Kanäle der Märkischen Wasserstraßen ausgewechselt wurden und für eine derartige Behelfsbrücke völlig ausreichten. Die Überbauten wurden auf dem Wasserwege zur Baustelle gebracht und auf eingerammten hölzernen Pfahljochen aufgestellt. Der große eiserne Überbau, der schon im Zuge der hölzernen Brücke an Stelle des 1911 abgebrannten Teiles getreten war, wurde nach Heben und Verschwenken in die neue Achse der Behelfsbrücke zur Überbrückung der Schiffahrtöffnung benutzt. Hierdurch war es möglich, den Verkehr mit nur kurzer Unterbrechung auf die Behelfsbrücke überzuleiten und den Bau der neuen Straßenbrücke vorzubereiten.

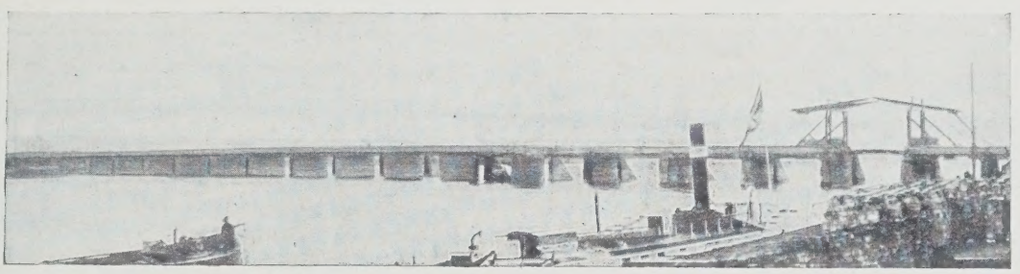


Abb. 1. Alte Holzbrücke mit zweiklappiger Schiffsöffnung.

Bedingungen für den Neubau. Für die Wahl der Brückenform waren nicht nur die Anforderungen des Straßen- und Schiffahrtverkehrs zu beachten, sondern auch die berechtigten Wünsche der Stadt Schwedt zu berücksichtigen. Diese legte Wert darauf, daß die eigenartige Wasserfront der alten Residenzstadt mit den Tabakspeichern und dem alten Markgrafenschloß aus dem Jahre 1670 möglichst wenig durch den Brückenbau beeinträchtigt werde.

Der Straßenverkehr verlangte eine zweispurige Fahrbahn von 5,20 m Breite, einen stromab gelegenen 1,50 m breiten Bürgersteig und auf der anderen Seite einen 0,50 m breiten Schrammbord. Die Reichswasserstraßenverwaltung forderte für die Schiffahrt bei höchstem schiffbaren Wasserstande in der rechten Öffnung eine 25 m breite und 4 m hohe zweischiffige Durchfahrt und in der Mittelöffnung die Durchführung eines einschiffigen Verkehrs.

Diese Bedingung ergab eine verhältnismäßig hohe Brückenlage und widersprach den Wünschen der Stadt, die bei einer derartigen Lage der Brückenfahrbahn, vielleicht gar noch mit Aufbauten, eine ungünstige Wirkung auf die am Wasser gelegenen Bauwerke befürchtete.

Um diesen widerstreitenden Forderungen nach Möglichkeit gerecht zu werden, wurde für den Entwurf vorgeschrieben, daß tragende Teile der Überbauten nicht über die Brüstung hinausragen durften und daß in der äußeren Form die wagerechte Linie unter Vermeidung senkrechter Gliederung betont werden müsse.

Allgemeine Anordnung. Zu überbrücken waren drei Öffnungen von 39,2 m, 44,0 m und 50,4 m lichter Weite, von denen die östliche mit dem Scheitelpunkte der Fahrbahn den großen, die mittlere Öffnung den kleinen Durchfahrtquerschnitt für die Schiffahrt erhalten sollte. Die Bogen sind als Dreigelenkbogen ausgebildet (Abb. 3). Die Kämpfergelenke der einzelnen Öffnungen stützen sich auf stark bewehrte Kragarme der Pfeiler bezw. Widerlager, wodurch die Spannweite der Dreigelenkbogen herabgemindert wurde. Die beiden Bogenträger durchdringen die beiderseitigen Brüstungen bis zu deren Oberkante. Hierdurch ergibt sich die im Grundriß ersichtliche Form der Brüstung. In der Mitte der Öffnung besitzt sie die durch die Bogenstärke bedingte Breite von 0,70 m, über dem Pfeiler eine solche von nur 0,30 m. Hierdurch erhalten die Fußsteige in der Nähe der Kanzeln eine erwünschte Verbreiterung. Die Brüstungen sind oben durch Granitplatten abgedeckt. Im Kämpfer und Scheitel sind Gußstahlgelenke eingebaut. Zwischen den Bogen und den über diesen errichteten Stirnmauern spannen sich die Querträger, auf die sich die die Fahrbahn tragenden Längsträger stützen.

Ausschreibung. Die Ausschreibung fand statt in beschränkter Verdingung unter sieben Brückenbauanstalten und sechs Eisenbetonfirmen. Die geringe zur Verfügung stehende Konstruktionshöhe bereitete den Bewerbern manche Schwierigkeit.

Unter den teilweise recht beachtlichen Angeboten wurde nach eingehender Prüfung aller konstruktiven Einzelheiten und der baukünstlerischen Wirkung unter Hinzuziehung des Provinzialkonservators der Provinz Brandenburg der Beton- und Monierbau A.-G., Berlin, der Zuschlag erteilt, mit der Maßgabe, daß die mit der Druckluftgründung zusammenhängenden Sonderarbeiten von der Tiefbauabteilung der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., ausgeführt werden sollten.

Um der Brücke mit ihren drei verschieden weiten Öffnungen eine möglichst wirtschaftliche Gestaltung zu geben, war die Aufhebung der wagerechten Schübe aus den Eigengewichten über den Pfeilern anzustreben. Durch Vermehrung bezw. Verringerung des Eigengewichts in den einzelnen Öffnungen und durch geringe Änderung der Pfeilverhältnisse wurde dieses Ziel erreicht.

[1]) Die neue Brücke ist am 8. VI. 1928 in feierlicher Weise durch Herrn Regierungsvizepräsidenten Dr. Mayer, Potsdam, dem Verkehr übergeben worden.

[2]) Nach dem Vortrage, gehalten auf dem Betontage in München 1928.

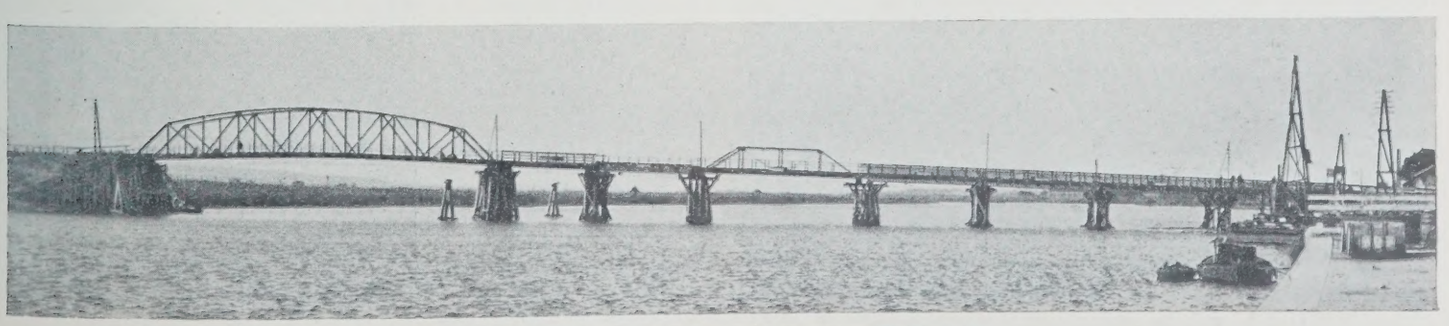


Abb. 2. Behelfsbrücke oberhalb der alten Holzbrücke.

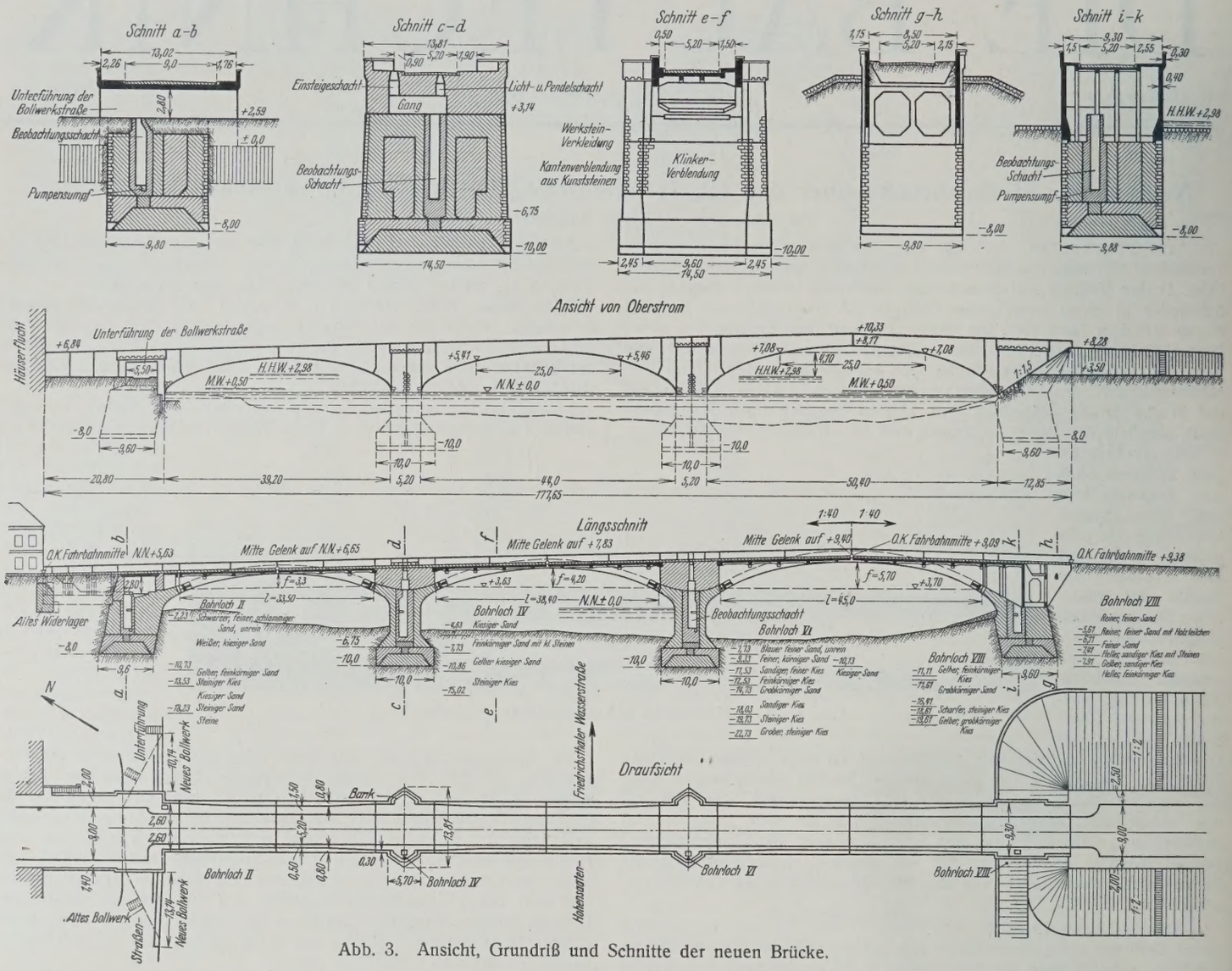


Abb. 3. Ansicht, Grundriß und Schnitte der neuen Brücke.

Es ergaben sich hierbei folgende Pfeilverhältnisse:

rechte	Öffnung	1 : 7,90
mittlere	„	1 : 9,15
linke	„	1 : 10,16.

Diese Bogenformen gestatten eine fast hochwasserfreie Lage der Kämpfergelenke und eine das Auge befriedigende Bogengestaltung, die auch der nach Osten ansteigenden Fahrbahn und der in der gleichen Richtung zunehmenden Spannweite der einzelnen Öffnungen Rechnung trägt.

Druckluftgründung. Pfeiler und Widerlager sind mittels Druckluftgründung bis auf den tragfähigen Baugrund abgesenkt, und zwar die Pfeiler bis auf — 10 m und die Widerlager bis auf — 8 m. Diese im Vergleich zu anderen Gründungen etwas kostspielige Ausführungsart mußte gewählt werden, weil der durchlässige Baugrund der Flußsohle eine sichere Wasserhaltung zwischen Fangedämmen oder eisernen Spundwänden ausschloß.

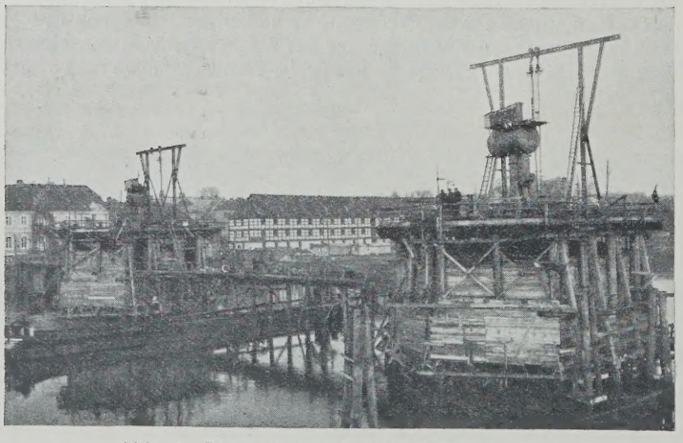


Abb. 4 Pfeilergerüste und Beförderungsstege während des Absenkens der Pfeiler.

Pfeilergründung. Bei den Pfeilern beträgt die Wassertiefe etwa 5 bis 8 m. Es mußten daher starke Gerüste mit Pfählen von 18 m Länge und 40 bis 50 cm Durchm. errichtet werden, um für jeden Pfeiler die erforderlichen zehn Spindeln von je 65 t Tragfähigkeit mit 80/100 mm Durchm. auf starken eisernen Unterzügen einbauen zu können (Abb. 4).

Der Senkkasten besteht aus einem eisernen Gerippe, das auf einem leichten Aufstellgerüst zusammengestellt und vernietet wurde. Nach Aufhängung dieses Gerippes mit Hängestangen an den Spindeln wurde die Unterstützung entfernt, der Senkkasten innen eingeschalt und gleichzeitig mit dem dichten Beton der Wände und der Decke des Arbeitsraumes das Klinkermauerwerk zum Schutze der mit dem schwach säurehaltigen Oderwasser in Berührung kommenden Außenflächen hochgeführt (Abb. 5).

Nach dem Abbinden des Senkkastenbetons wurden die Innenflächen des Arbeitsraumes ausgeschalt, durch Einschlämmen mit Zementmilch gedichtet, die Schachtrohre mit den Luftschleusen aufgesetzt und die erforderlichen Luftleitungen angebracht (Abb. 6).

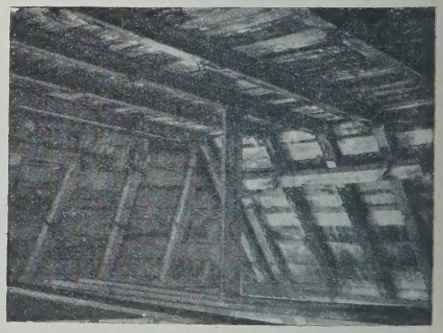


Abb. 5. Einschalung der Innenwandung des Senkkastens.

Der Senkkasten wurde dann durch gleichmäßiges

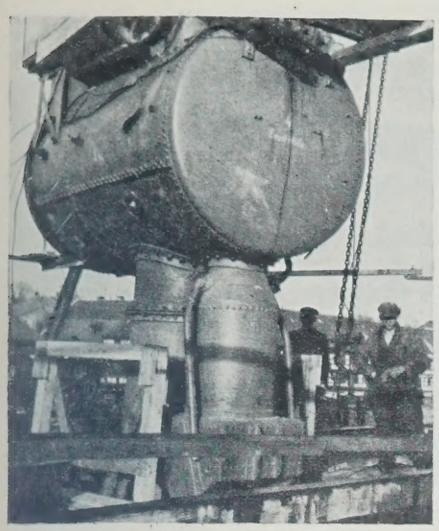


Abb. 6. Luftschleuse mit Entladevorrichtung.

Drehen der Spindeln in das Wasser abgelassen und der Pfeilerschaft über dem Senkkasten der Absenkung entsprechend aufgemauert und betoniert.

Zur Verminderung des Pfeilergewichts und zur Entlastung der Spindeln wurden im Pfeilerschaft Aussparungen gelassen, die später zum Teil für besondere Einbauten benutzt wurden. Nachdem der Senkkasten mit seinen Schneiden den festen Untergrund erreicht hatte, wurden die Hängestangen gelöst. Der Senkkasten senkte sich nun durch sein Eigengewicht unter Ausschachten des Bodens im Arbeitsraum bis zur entwurfsmäßigen Tiefe ab. Etwa 2 m über dieser Tiefe wurden mit einem Spezialbohrgerät Bohrlöcher in den Untergrund getrieben, um die Beschaffenheit des Bodens nochmals zu prüfen und die Gründungstiefe endgültig festzustellen. Sobald der abgesenkte Pfeiler die vorgeschriebene Tiefe erreicht hatte und die Gründungssohle freigemacht war, wurde mit Klinkern und Siccofixbeton eine dichtende Schicht hergestellt und der Arbeitsraum in der üblichen Weise mit Beton ausgefüllt (Abb. 7).

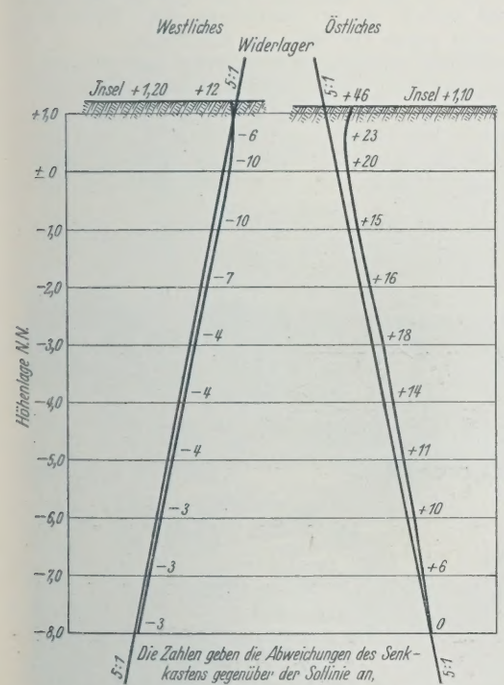


Abb. 10. Absenkungskurven der beiden Widerlager.

Widerlagergründung. Während die beiden Strompfeiler in der üblichen Weise mittels Druckluftgründung unter Benutzung von Spindelgerüsten senkrecht abgesenkt wurden, ist für die beiden Landwiderlager das neue Verfahren der schrägen Druckluftabsenkung zur Anwendung gekommen, das der Firma Beuchelt & Co., Grünberg i. Schl., durch Deutsches Reichspatent geschützt ist (Abb. 8).

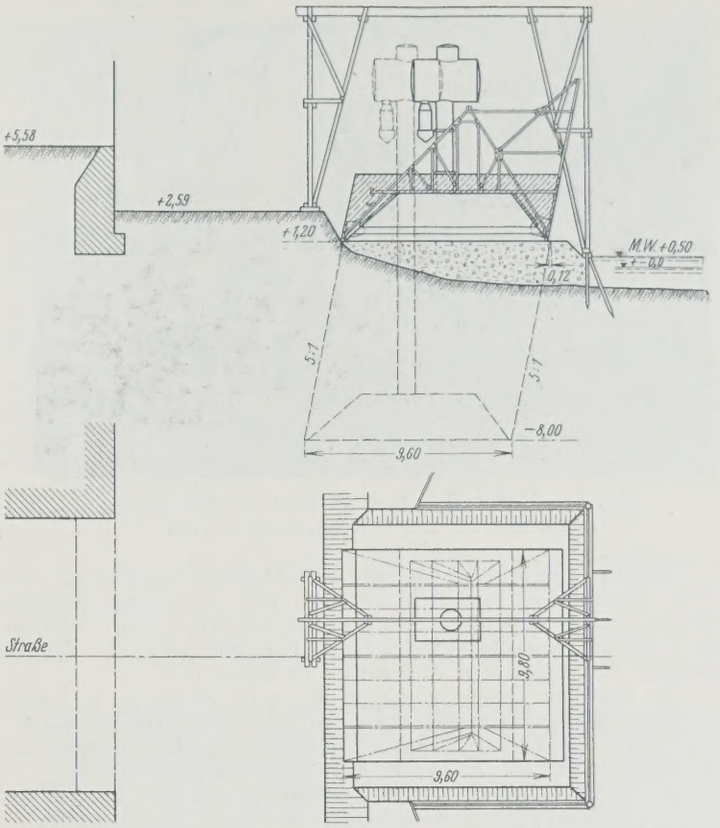


Abb. 8. Schematische Darstellung der schrägen Druckluftabsenkung.

Dieses Verfahren gestattet, die abzusenkenden Bauwerke dem Verlauf der Stützlinie anzupassen. Bei Widerlagern werden gegenüber der senkrechten Absenkung die Herstellung erheblicher Betonmassen und der Aushub des entsprechenden Bodens unter Druckluft erspart.

Solche schrägen Absenkungen sind schon bei dem Wehrbau in Christianstadt a. Bober, bei den Widerlagern der Eisenbahnbrücke über die Stör bei Plate in Mecklenburg und bei den Widerlagern der Hohen Brücke in Elbing zur Anwendung gekommen. Zur Ausführung dieser Bauwerke bediente man sich starker Führungsschienen, die der beabsichtigten Neigung entsprechend vorher eingerammt waren, um an diesen Führungen den Senkkasten allmählich abwärts gleiten zu lassen.

Derartige schräg eingerammte Führungsschienen können jedoch unter Umständen beim Einrammen auf Widerstände (Steine, Holzstämme) stoßen und ausknicken, ohne daß dies beim Rammen bemerkt wird. In diesem Falle würde der Zweck der Führung nicht nur nicht erreicht, sondern der abzusenkende Kasten aus der beabsichtigten Richtung abgelenkt.

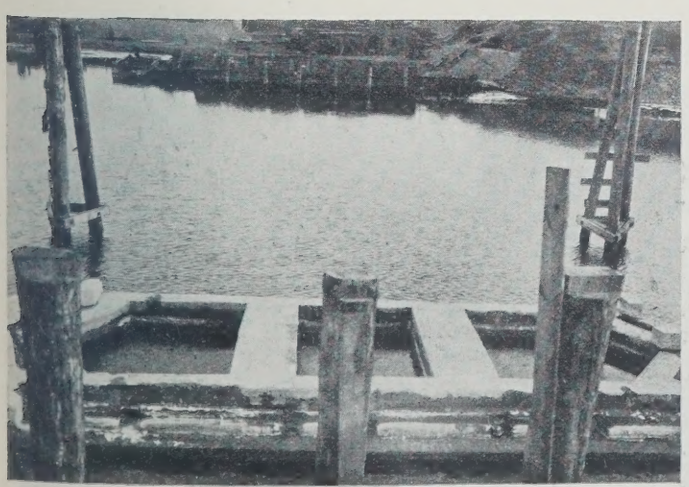


Abb. 7. Abgesenkter rechtseitiger Pfeiler kurz nach dem Hochwasser, im Hintergrunde Absenkinsel für das Landwiderlager.

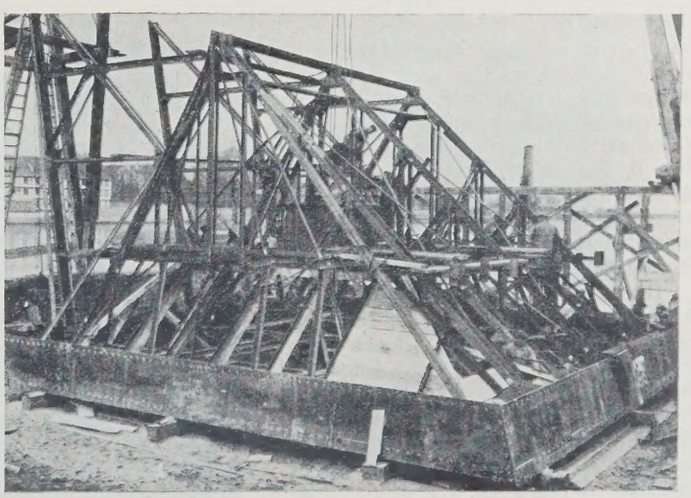


Abb. 9. Eisengerippe des Senkkastens für das rechte Widerlager. Vor Beginn der Einschalung des Arbeitsraumes.

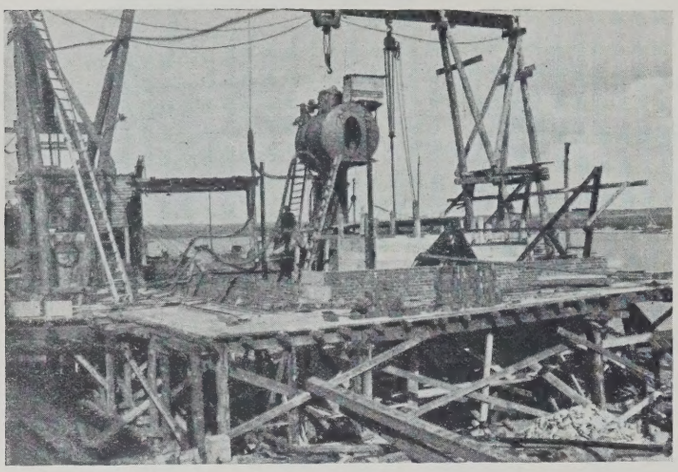


Abb. 11. Linkes Widerlager während der Absenkung, rechts sind die drei Führungslehren sichtbar.

Deshalb ist in Schwedt erstmalig beim Absenken der Widerlager der neuen Straßenbrücke von einer Führung durch eingerammte Schienen Abstand genommen worden. Man begnügte sich damit, dem Senkkasten die Form der beabsichtigten Neigung 5 : 1 zu geben und das Weitere etwaigen Maßnahmen beim Absenken zu überlassen (Abb. 9).

Zur Aufstellung und Ausbetonierung des Senkkastengerippes der beiden Widerlager mußte über Wasser durch Anschüttung eine Ebene geschaffen werden. Die Aufhängung des Kastens an starken Rüstungen erübrigt sich. Es genügt ein leichtes Gerüst zum Aufbau der Druckluftgeräte.

In den Absenkkurven (Abb. 10) ist der Weg, den die Schneiden der beiden Senkkasten während der Absenkung zurückgelegt haben, dargestellt.

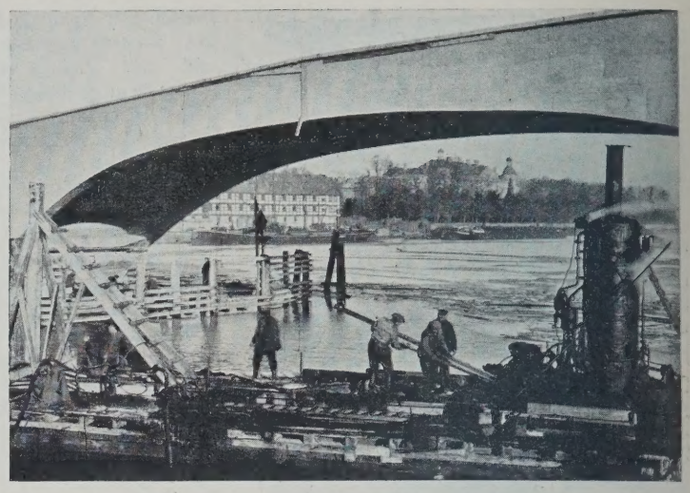


Abb. 15. Ausgeschalte rechte Öffnung, links Kämpferrahmenbalken. Ziehen der Lehrgerüstpfähle, im Hintergrunde Schloß und Speicher.

Entsprechend der größeren oder geringeren Schräge kann der Senkkasten beim weiteren Absenken an die gewünschte Stelle gebracht werden. Selbstverständlich wird hierbei ein Boden vorausgesetzt, der auch den erforderlichen Druck aufzunehmen vermag. Ein weiteres Mittel zur Verschiebung des Senkkastens besteht in der Abstützung einer Wand des Kastens durch kräftige Steifen gegen die Sohle im Arbeitsraum.

Um die Lage des Senkkastens während der Absenkung jederzeit genau feststellen zu können, wurden mit dem Eisengerippe des Kastens drei eiserne Streben als Lehren starr verbunden, die mit ihrer Vorderkante in der wasserseitigen Wand des Widerlagers lagen und bis zum Kämpfer reichten (Abb. 11). Parallel zur Vorderwand des Widerlagers waren in

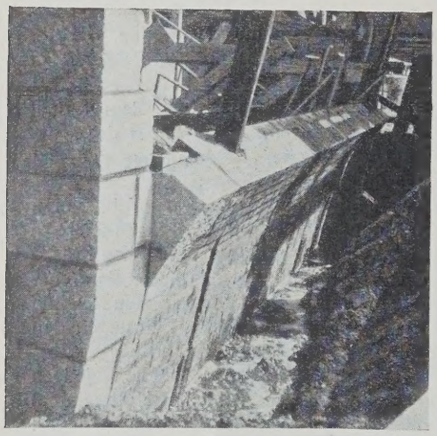


Abb. 12. Absenkung des linken Widerlagers beendet, Bogenansatz für das Kämpfergelenk, Granitstein- u. Klinkerverblendung erkennbar.

Abb. 13. Lehrgerüst und Beförderungsbrücke im Bau.

Zunächst bewegte sich der Senkkasten infolge des Eigengewichtes nach unten, und zwar wegen der Nachgiebigkeit des aufgeschütteten Bodens schräg nach dem Wasser zu. Sobald jedoch die Schneiden um etwa 0,75 m in den gewachsenen Boden eingedrungen waren, genügte der passive Erddruck, um den Senkkasten in der gewünschten Schräge, in diesem Falle in der Neigung 5 : 1 abzusenken.

Die Kurven zeigen, daß man etwaige kleine Abweichungen von der entwurfsmäßigen Absenkungslinie stets auszugleichen in der Lage ist, solange der Absenkkasten nicht die beabsichtigte Tiefe erreicht hat. Dieses Ausgleichen geschieht durch einseitiges Abgraben des Bodens im Arbeitsraum und hierdurch bewirktes Schrägstellen des ganzen Senkkastens nach dem Wasser oder nach dem Lande zu.

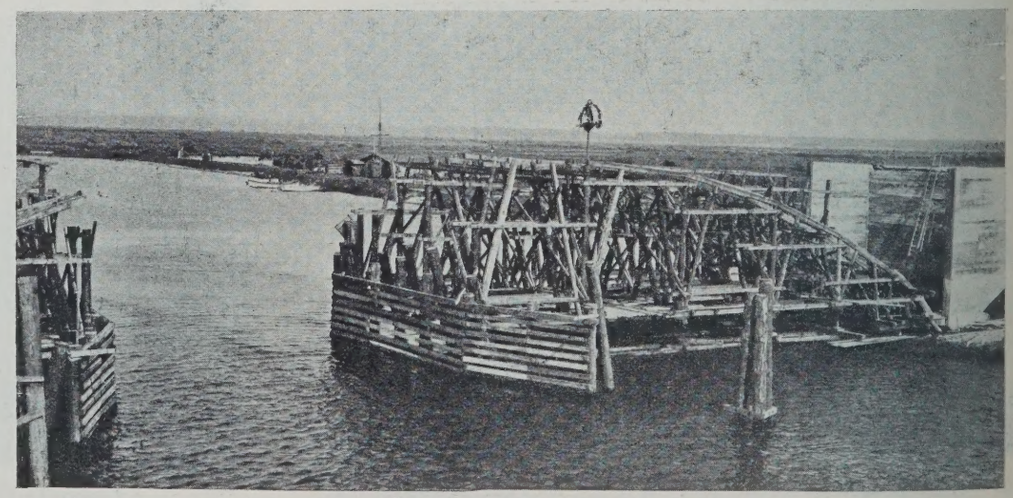


Abb. 14. Lehrgerüst der rechten Öffnung mit Schiffsdurchlaß, rechtes Widerlager ausgeschalt.

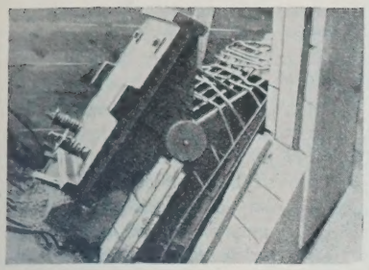


Abb. 16. Kämpfergelenk am linken Widerlager, unter dem Bolzen 10 cm starke Schalung für die Fuge.

verschiedenen Höhen zwei Drähte gespannt und außerhalb des Senkungsgebietes auf dem Lande fest verankert. Auf diese Weise war es möglich, die geringste Abweichung während der Absenkung festzustellen und sofort etwa notwendige Maßnahmen zu ergreifen (Abb. 12).

Mit dem Absenken hielt das Hochführen des Widerlagers, nämlich das Versetzen der Schutzklinker und das Einbringen des Betons über dem Arbeitsraum, gleichen Schritt.

Lehrgerüst. Während der Gründungsarbeiten waren die Vorbereitungen zur Aufstellung des Lehrgerüstes bereits eingeleitet. Die drei Öffnungen beanspruchten 200 m³ Rammpfähle und 400 m³ Rund- und Kantholz, im ganzen also 600 m³ Holz. Das Lehrgerüst stand auf kräftigen, gut miteinander verbundenen Pfählen, die zum Teil einer Probebelastung unterzogen wurden. Die drei Bogenrüstungen ruhten auf 138 Spindeln (Abb. 13).

Für die Schiffahrt war in der größten Öffnung eine Durchfahrt von 12,50 m l. W. vorgesehen (Abb. 14). Wegen der geringen zur Verfügung stehenden Bauhöhe wurde diese Durchfahrt mit eisernen Fachwerkträgern überbrückt. Zur Aufrechterhaltung des zeitweise recht lebhaften Schiffahrtverkehrs war ein Wahrschaudienst eingerichtet!

mit der Eisenbewehrung der anschließenden Bauwerkteile durch starke Eiseneinlagen verbunden. Die von außen nicht sichtbaren Gußstahlgelenke haben volle Bewegungsfreiheit und sind an den Stirnseiten der Stahlbolzen durch gut eingefettete Kapseln von dem umgebenden Beton getrennt.

Fugen. Besondere Beachtung wurde der Ausbildung der Fugen geschenkt. Die Kämpfer- und Scheitelfugen treten in den Ansichtflächen klar hervor und kennzeichnen den Dreigelenkbogen. Bei der Herstellung des Überbaues besaßen die Fugen eine Breite von etwa 10 cm. Nach Ausrüstung wurden in diese Fugen 2 cm starke asphaltierte Korkplatten eingesetzt und die verbleibenden Zwischenräume rechts und links mit Beton vergossen.

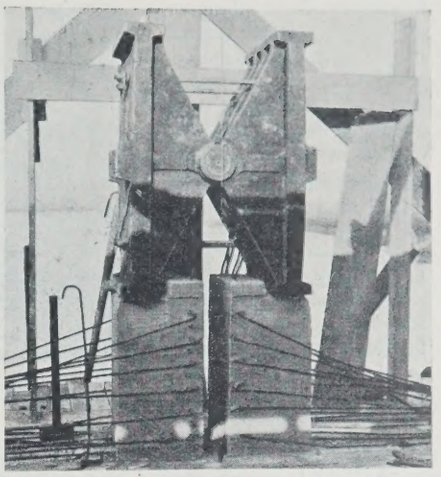


Abb. 17. Aufstellung des Scheitelgelenkes über der Schiffahrtöffnung.

Der stärksten Ausdehnung sind die wagerechten Kämpferfugen in der Fahrbahn ausgesetzt. Deren Dichtung geschah durch eine 1,5 mm starke

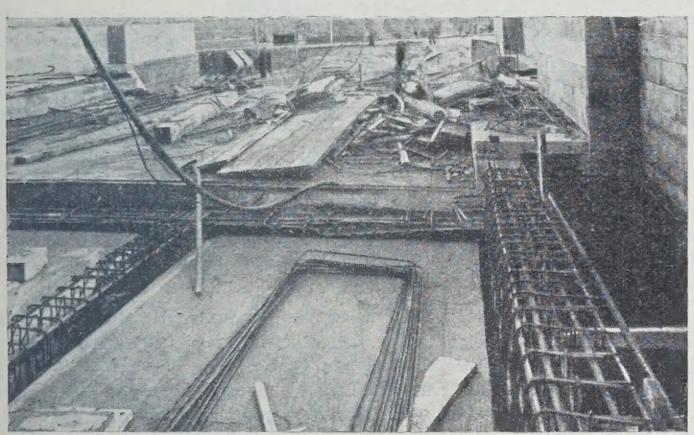


Abb. 18. Eisenbewehrung der Längs- und Querträger, mit Endquerträger verbunden die Winddrucknasen.

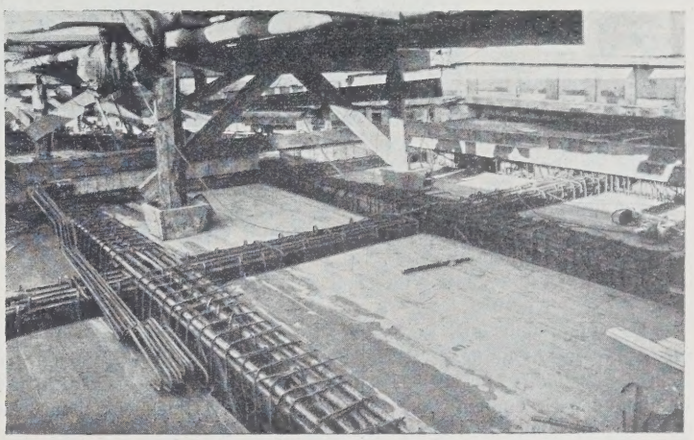


Abb. 19. Bewehrung der Fahrbahn im Scheitel der Schiffahrtöffnung.

Kämpferausbildung. Die verschiedenen Abmessungen der Scheitel- und Kämpfergelenke bedingt bei den Kämpfern eine außermittige Lagerung der Bogen, weil die Ansichtflächen der Brücke nicht durch Vorsprünge in ihrer ruhigen Wirkung gestört werden durften. Die hierdurch hervorgerufenen Nebenspannungen werden durch Zusatzeisen in den Bogen und einen kräftigen Balken dicht oberhalb der Kämpfergelenke aufgenommen

Zinkblechwelle zwischen Asphaltfilzpappe. Der durch das Pflaster übertragene Druck wird über der Zinkblechwelle durch eine Eisenbetonplatte aufgenommen, die zum Schutze der Asphaltfilzpappe Unterlagen aus Zinkblechstreifen erhält. In ähnlicher Weise sind die Scheitelfugen der Fahrbahn gedichtet.

Winddrucknasen. Es sei noch eine im Eisenbetonbau nicht ge-

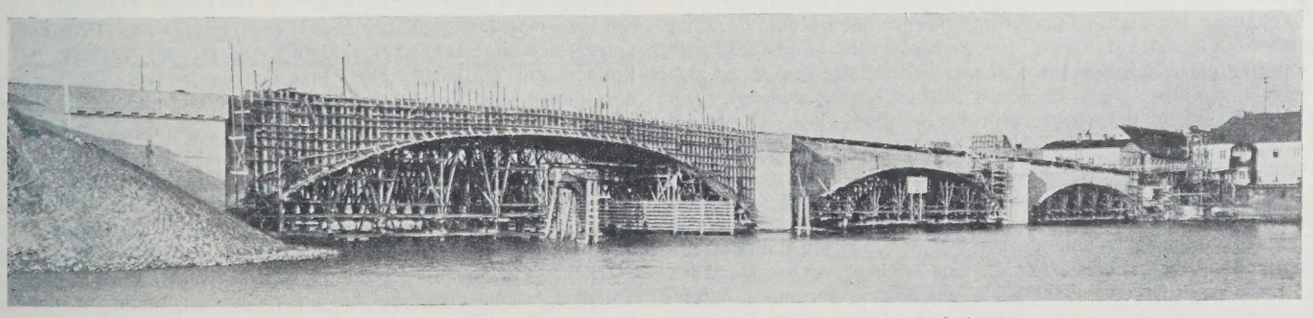


Abb. 20. Brücke von der Unterstromseite aus, teilweise entschalt.

(Abb. 15). Die beiden Bogen sind in diesen Kämpferbalken rahmenartig eingespannt.

Die Hebung der Kämpfergelenke brachte neben der Verkürzung der Spannweite der einzelnen Dreigelenkbogen den weiteren Vorteil, daß durch Zusammenfassung größerer Betonmassen im Pfeiler eine günstige Vorbelastung des Baugrundes erzielt wurde.

Gelenke. Die Gelenke der Bogen (Abb. 16 u. 17) bestehen aus Gußstahl. Der Stahlbolzen ist 10 cm stark. Die beiden Lagerkörper sind

bräuchliche Ausführung erwähnt, nämlich die Winddrucknasen. Bei der üblichen Ausführung derartiger Dreigelenkbogenbrücken darf wohl angenommen werden, daß die Winddrücke infolge der starren Ausbildung des Überbaues durch die Kämpfergelenke auf die Pfeiler bezw. Widerlager übertragen werden.

Weil jedoch die Kämpfergelenke dieser Brücke durch die schon erwähnte außermittige Lagerung stark in Anspruch genommen sind, glaubte man zu ihrer Entlastung oberhalb der Kämpfer in Höhe der Fahrbahnplatte

Winddrucknasen anbringen zu müssen. Diese greifen als Knaggen der Fahrbahnplatte über die Kämpferfuge in entsprechende Aussparungen der Pfeiler bezw. Widerlager ein und leiten so die Windkräfte schon oben auf den Pfeiler- bezw. Widerlagerschaft über (Abb. 18).

Ausführung. Die weiteren Ausführungen zeigen keine besonderen Eigentümlichkeiten. Abb. 19 läßt die Bewehrung der Quer- und Längsträger im Scheitel der Schiffahrtöffnung erkennen. Als Baustoffe wurden verwendet für

den Unterbau gewöhnlicher Zement, Marke Kraft,
den Überbau hochwertiger Zement, Marke Quistorp,
die Dichtung Siccofix - Zement.

Als Zuschlagstoffe wurden gewählt: Grubenkies aus dem Odertal, Granitsplitt aus den Moränegruben beim Werbellinsee.

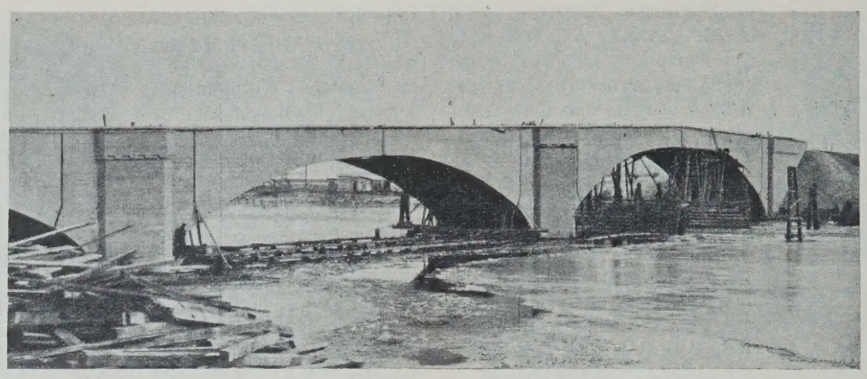


Abb. 21. Brücke von der Oberstromseite aus, größtenteils ausgerüstet.

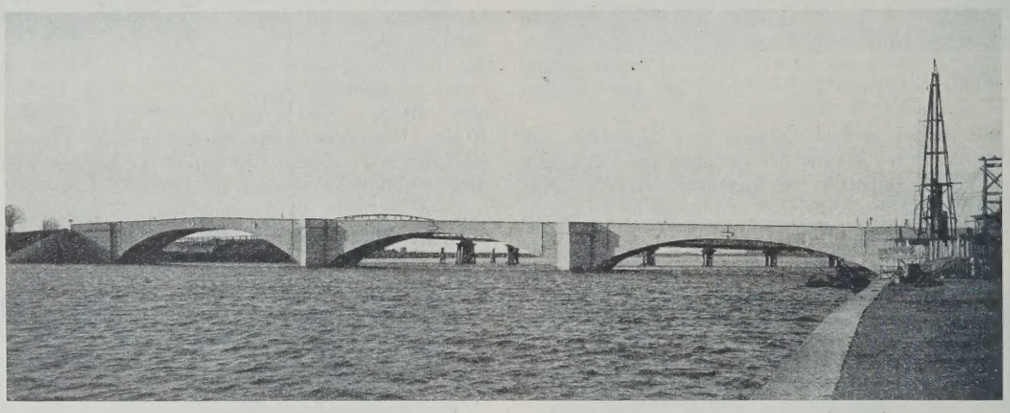


Abb. 22. Fertiggestellte Brücke, im Hintergrunde die dem Abbruch verfallene Behelfsbrücke.

Für die einzelnen Teile waren folgende Mischungen vorgeschrieben:

Senkkasten	1 Z : 4 K bis 1 Z : 6 K
Füllbeton	1 Z : 12 K
Pfeiler und Widerlager	1 Z : 7 K „ 1 Z : 8 K
Überbau	1 Z : $3^1/_2$ K : $1^1/_2$ Sp.

Das Einbringen des Betons der Bogen einschließlich der Fahrbahn nahm für jede Öffnung eine Woche in Anspruch. Die Absenkung der Lehrgerüste fand 21 Tage nach dem Betonieren gleichzeitig in allen Öffnungen nach einheitlichem Kommando statt. Durch eingebaute Meßgeräte wurden alle Bewegungen sorgfältig beobachtet.

Äußere Gestaltung. Trotz der erschwerenden Bedingungen, die die Vorschriften des Schiffahrtverkehrs und die Wünsche der Stadtverwaltung dem Brückenbauer auferlegten, ist es gelungen, ein Bauwerk zu errichten, das diesen beiden sehr verschiedenartigen, ja sich widersprechenden Forderungen gerecht wird. Alles schmückende Beiwerk ist weggelassen, um die massive Brücke in ihrer schlichten und doch wuchtigen Form wirken zu lassen. Abb. 20, 21 u. 22 zeigen die Brücke von unterstrom bezw. oberstrom.

Die Pfeiler sind nicht mehr betont, als es die Abmessungen erfordern. Die flachen Bogen und der Wegfall aller Aufbauten lassen die wagerechte Linienentwicklung gegenüber der senkrechten in den Vordergrund treten und so die nicht vermeidliche Höhe der Fahrbahn niedriger erscheinen. Das neue Brückenbauwerk lenkt daher nicht die Aufmerksamkeit der Besucher von den Schönheiten der Wasserfront, den Tabakspeichern und dem alten Schlosse ab, sondern läßt sie — besonders von der Brücke aus betrachtet — noch mehr zur Geltung kommen. Gleichzeitig paßt sich die Brücke der flachen Oderniederung gut an und bildet eine neue Zierde der alten Residenzstadt Schwedt.

Schlußwort. Daß es dem Eisenbetonbau in scharfem Kampfe mit dem Eisenbau gelungen ist, als Sieger aus dem Wettbewerb hervorzugehen, beweist, daß diese Bauweise auch unter schwierigen Voraussetzungen meist eine befriedigende Lösung finden wird und sich auch neuzeitlichen Ausführungen anzupassen versteht. — Weiterhin läßt sich aus diesem Ergebnis erkennen, daß die Staatsbehörden unbedingtes Vertrauen zu der Eisenbetonbauweise haben, falls fachwissenschaftliche Bearbeitung und sachkundige Ausführung gewährleistet sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Mehr Zusammenhalt und Zielbewußtsein im Technikerstande.

Von Oberbaurat **Nils Buer**, Hamburg.

Ein hervorragender Universitätsprofessor von internationalem Ruf, ein Archäologe[1]), hat anläßlich einer hohen akademischen Feier für das Zeitalter, das wir erleben, eine Bezeichnung geprägt, die es in die Reihe der übrigen „Zeitalter" wie Stein-, Bronze- und Eisenzeitalter stellt; er nennt diese Epoche das Motorzeitalter. Ein Archäologe ist immer sehr vorsichtig, wenn er einem Zeitalter einen Namen geben soll, denn er ist sich dessen bewußt, daß man viel von einem solchen Namen verlangt. Der Name soll eine verdichtete Charakteristik des Zeitabschnittes sein, er soll in treffender Weise dasjenige hervorheben, das in besonderem Maße die Bedingungen für Leben und Arbeit kennzeichnet.

Für uns Techniker ist es vor allem bedeutungsvoll, ja es erfüllt uns mit Befriedigung und Freude, daß aus berufenem Munde außerhalb unseres Fachkreises der Vorschlag kommt, dem Siegel der Zeit ein Emblem einzuverleiben, das nichts anderes ist als ein Zeichen der zeitgemäßen Technik. Das Ganze ist eine Bestätigung des Satzes, der unser Berufsstolz ist, nämlich daß die Kultur der Gegenwart auf der Technik beruht.

Der Staat steht in stetig steigendem Maße technischen Problemen gegenüber. Man kann aber leider nicht sagen, daß der Techniker im Staatsleben den Einfluß besitzt, der ihm zukommt. Ein jeder weiß und erkennt an, daß der Techniker auf dem Staatsschiff treue, unentbehrliche Arbeit unter Deck, dort unten im Maschinenraum, leistet. Man findet ihn aber nur äußerst selten auf der Kommandobrücke. Die Forderung, den Techniker dort an die Spitze zu stellen, wo er seiner Ausbildung und Leistung nach hingehört, ist nicht nur ein Kampf Techniker gegen Jurist, sondern eine allgemeine Stellungnahme zur Frage der wirtschaftlichen Staatsverwaltung. Denn die Technik ist mit dem Problem der Wirtschaftlichkeit unlöslich verbunden. Die Forderung nach dem günstigsten Verhältnis zwischen Leistung und Kostenaufwand kann nur von dem Techniker erfüllt werden.

Bei der allgemein anerkannten, überragenden Bedeutung, die die Technik für die Volksgemeinschaft hat, sollte man annehmen, daß die Männer, die die Technik verkörpern, in ihren Reihen Standesbewußtsein und Zusammengehörigkeit, Einmütigkeit in dem weiteren Ausbau der Stellung, die der Technikerstand einnimmt, lebendige Kritik am eigenen Werke, vorsichtigste Beurteilung der Leistungen von Berufsgenossen, Toleranz, wenn diese Leistungen nicht den uneingeschränkten Beifall finden sollten, Erkenntnis, daß der eigene Blick oft getrübt, das eigene Können begrenzt ist, kurzum wahren Korpsgeist und Standeskultur pflegen würden, in dem Bewußtsein, einem bevorzugten Stande anzugehören.

Leider ist dem vielfach nicht so, und darin liegt ein großer Teil der Ursache, daß der Techniker in allen Ländern, mit vielleicht alleiniger Ausnahme der Vereinigten Staaten von Nordamerika und Frankreich, nicht die Stellung im öffentlichen Leben einnimmt, auf die er seiner Ausbildung und Erfahrung nach berechtigten Anspruch hat. Oft findet man beim Techniker die ausgesprochene Neigung, die Ansichten und Leistungen

[1]) Prof. A. W. Brögger der Universität zu Oslo, vergl. „Teknisk Ukeblad" Nr. 35 vom 2. September 1927.

von Berufsgenossen abfällig zu kritisieren. Wenn er hierbei wenigstens die Vorsicht walten lassen würde, sein Urteil in gemäßigter Form und nur in Fachkreisen zu fällen, so wäre der Schaden an unserem Stande weniger groß. Man erlebt es aber sehr häufig, daß der breiten Öffentlichkeit das wenig erbauliche Schauspiel leidenschaftlicher, zum Teil unsachlicher Kämpfe mit vielen abstoßenden Nebenerscheinungen vorgeführt wird.

Wenn sich zwei Techniker streiten, freut sich der Dritte, und dieser Dritte ist dann meistens der Jurist. Wir wissen zwar, daß die bevorzugte Stellung der Juristen in den Staatsverwaltungen einer längst entschwundenen Zeit entstammt, in der die Aufgabe der leitenden Beamten im wesentlichen in der formalen Behandlung und in der Organisation lag. Wir wissen aber auch, daß diese Einstellung, die mehr eine Verneinung als eine Bejahung produktiver Arbeitsleistung darstellt, noch so stark ist, daß sie selbst weitschauende Männer, die ihrer Ausbildung und Berufstätigkeit nach eine andere Anschauung der Dinge hätten haben müssen, ganz gefangen nimmt und sie immer wieder in das alte ausgefahrene Gleis hineinführt. Auch hier hat die Tradition als das schwere Schwungrad gewirkt, das nicht so leicht zum Halten zu bringen ist. Der Sieg über alle Hemmnisse der Welt besteht nicht in der Verneinung, sondern in der bejahenden Durchdringung. Ein zielbewußtes Streben des Technikers, das darauf gerichtet ist, sich durchzusetzen und zu behaupten, liegt im allgemeinen Staatsinteresse.

Der Kampf um die Stellung des Technikers, nicht nur in der Wirtschaft, sondern auch im öffentlichen Leben, ist siegreich nur zu beenden, wenn der Techniker seinen eigenen Stand frei von inneren Nörgeleien und kleinlichen Eifersüchteleien hält. Weshalb befinden wir uns fortwährend in der Kampfstellung? Doch nur deshalb, weil in unseren eigenen Reihen leider allzuoft Gegnerschaft besteht, die dem Geiste der Technik widerspricht und unsere Kampfkraft abschwächt. Je enger die Fachgenossen Schulter an Schulter zusammenstehen, um so mehr werden wir der Technik nützen, dem Geist der Technik dienen, der nach dem bekannten Ausspruch von Max Maria von Weber in dem Lösen der Vorurteile und in dem Zueinanderführen des Heterogenen zum segensreichen Wirken besteht.

Es fehlt dem Techniker noch sehr viel an der Erkenntnis, daß neben hoher Leistung im Fache Zusammenhalt und Standesdisziplin dringend notwendig sind, um in dem harten Kampfe das Ziel zu erreichen, das darin bestehen muß, die Verstärkung des technischen Einflusses in den Parlamenten, den staatlichen, städtischen und privaten Verwaltungen und Unternehmungen zu fördern. In dieser Hinsicht können wir von dem Juristen viel lernen. Dieser besitzt eine alte gefestigte Standeskultur, nimmt am öffentlichen Leben viel teil, läßt sich in Körperschaften hineinwählen, die öffentliche Belange vertreten, und strebt es an, solche Körperschaften mit seinen Fachgenossen zu durchsetzen. Es kommt dabei gar häufig vor, daß Standeswünsche sich zu Vorlagen und Vorlagen in der Folge sich zu Gesetzen verdichten, bei deren Förderung er dann eifrig mitwirkt, unabhängig von seiner politischen Einstellung.

Dagegen läßt der Techniker sehr häufig den Sinn für Zusammenhalt und den sicheren Blick für das, was die Standesbelange wirklich fördert, vermissen; er ist oft nicht gewillt, persönliche Opfer zu bringen, um dem Stande zu dienen. Aus vielen Beispielen hierfür ist mir eins besonders im Gedächtnis haften geblieben. Die gesetzgebenden Körperschaften eines Landes — es war vor dem Kriege — hatten einmütig den Wunsch, die Spitzenstellung eines neuzuschaffenden, wichtigen und überwiegend technischen Amtes mit einem hervorragenden Fachtechniker zu besetzen. Gegen dieses Vorhaben erhob sich aber von maßgebender technischer Seite ein starker Widerspruch. Das Ergebnis war, daß ein Jurist, die so geschaffene Lage erkennend und ausnutzend, die Spitzenstellung an sich brachte und sie bislang mit großer Zähigkeit erfolgreich verteidigte. Ob es dem Techniker jemals gelingen wird, diese Stellung, die ihm von Rechts wegen zukommt, einzunehmen, ist zum mindesten zweifelhaft.

Eins noch, was den Technikerstand belastet, ist sein ausgesprochener Widerwille gegen Politik. Diesen wird er überwinden müssen, wenn er nicht dauernd zurückstehen will; denn es ist nun einmal so, daß durch die Politik das Leben des Staates praktisch gefördert wird. Man sollte nicht herabsetzend von der Politik reden. Geschulte Politiker sind im parlamentarischen Staate ebenso notwendig, wie geschulte Generalstabsoffiziere im Heere. Es ist eine Forderung der Zeit, daß wir Techniker dem an uns ergangenen Rufe folgen und uns unserer Bedeutung entsprechend nach jeder Richtung hin am öffentlichen Leben beteiligen, denn der tiefere Sinn der Technik ist Dienst an den Menschen, am Volke.

Wir stehen jetzt vor großen Aufgaben der in ihren Grundfesten erschütterten Staatswirtschaft, deren endliche Besserung wesentlich gefördert werden würde, wenn geeignete Persönlichkeiten als Vertreter der Technik in die Parlamente gebracht werden. Es ist aber notwendig, daß der Techniker, der ja dem Juristen gegenüber sowieso einen schweren Stand hat, jeden Streit im eigenen Hause, der den Beteiligten sicherlich keine Vorteile bringt, aber das Ansehen schädigt, grundsätzlich vermeidet und das Gemeinsame, die einigende Zusammengehörigkeit betont.

Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Kommerell**, Direktor bei der Reichsbahn im Reichsbahn-Zentralamt.

(Schluß aus Heft 27.)

In den „vorläufigen Vorschriften“ ist ferner mit Rücksicht auf möglichste Vereinfachung und um möglichst große Spielräume zu erzielen, allgemein bei Bögen mit Halbmessern über 250 m in dem Bereich unter 380 mm über Schienenoberkante auf die nach den Technischen Vereinbarungen zulässigen Einschränkungen des lichten Raumes (s. Tafel 1, Spalte 14) zunächst verzichtet worden (abgesehen von der Einschränkung von 30 mm, wenn der Abstand der Hindernisse vom Gleis sich nicht ändern kann). Die hier an sich zulässigen Verminderungen der halben Breitenmaße des Regellichtraumes gehen aus folgender Tafel 6 hervor:

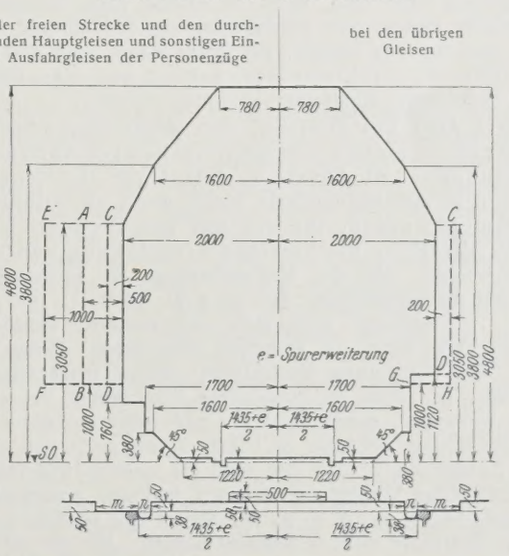
Tafel 6.

Bogenhalbmesser m	Verminderung des Regellichtraumes an der Bogeninnenseite unter 380 mm über SO sowohl für beschränkten als auch für unbeschränkten Wagenübergang
∞ bis 1500	15
1499 „ 700	10
699 „ 400	5
399 „ 251	0

Es wird von dem Ergebnis des Fragebogens abhängen, ob man von den vorstehend erwähnten, erleichternden Vorschriften allgemein keinen Gebrauch zu machen braucht, und ob man sich dabei auf einzelne Fälle beschränken kann. Dies ist mit ein Hauptgrund, warum die Vorschriften zunächst nur als „vorläufige“ herausgehen mußten. Jedenfalls muß mit Rücksicht auf die praktische Handhabung dieser wichtigen Vorschriften gefordert werden, daß sie möglichst einfach und leicht verständlich sind. Aus diesem Grunde und um Rechenfehler zu vermeiden, sind die für die einzelnen Bogenhalbmesser sich ergebenden Breitenmaße in den Blättern 6 bis 33 der „vorläufigen Vorschriften“ angegeben.

Die gestrichelten Spielräume (Abb. 8) sind überall, also auch bei Kleinbahnen zu fordern, nur bei Anschlußgleisen, die nicht der Personenbeförderung dienen, und bei Drehscheiben und Schiebebühnen darf von den gestrichelten Spielräumen abgesehen werden. Da, wo sie ausnahmsweise nicht eingehalten sind, müssen die Gegenstände durch weiße Umrahmungen gekennzeichnet werden.

Abb. 8. Regellichtraum für gerade Strecken und für Bögen herab bis auf 250 m Halbmesser



A B für die freie Strecke mit Ausnahme der Kunstbauten.
C D für die Bahnhöfe und die Kunstbauten der freien Strecke.
E F für feste Gegenstände auf Personenbahnsteigen (Säulen u. dergl.).

Umgrenzung des lichten Raumes für Gleise unter besonderer Unterhaltungsaufsicht.

Im vorstehenden sind die erforderlichen Lichträume unter Berücksichtigung der Betriebsunregelmäßigkeiten am Oberbau und an den Fahrzeugen ermittelt worden. Es gibt aber Fälle, namentlich bei bestehenden Bauten, wo die hiernach notwendigen lichten Räume nur unter An-

wendung sehr großer Mittel geschaffen werden könnten. Auch ist es z. B. bei Laderampen und hohen Bahnsteigen erwünscht, mit diesen möglichst nahe an das Gleis heranzurücken, weil eine zu große Lücke sicherheitliche Bedenken und nachteilige rechtliche Folgen begründen können. Während seither der Abstand der Laderampen und Bahnsteige von der Gleisachse 1650 mm betrug, müßte er nach dem Regellichtraum 1700, ja in Bögen unter 250 m Halbmesser sogar noch größer werden. In der Lübecker Niederschrift, die die Grundlage zum Nachtrag V der Technischen Vereinbarungen bildet, ist diesen Verhältnissen dadurch Rechnung getragen worden, daß an solchen Stellen die in Frage kommenden Gleise so „unter besondere Unterhaltsaufsicht" gestellt werden, daß

a) eine seitliche Verschiebung des Gleises von einer Durcharbeitung bis zur anderen von höchstens 10 mm,
b) eine Änderung der Überhöhung des Gleises gegen die vorgeschriebene (und für die Einmessung fester Gegenstände maßgebende) von einer Durcharbeitung zur anderen um höchstens 5 mm

vorkommen kann. Die Berechnungen ergeben unter der Voraussetzung, daß die Gleise so überwacht werden, daß größere Verschiebungen, als vorstehend angegeben, nicht vorkommen, eine zulässige Verringerung der Breitenmaße des erforderlichen Lichtraumes der unter 760/1120 mm über Schienenoberkante liegenden Teile um 20, der darüber liegenden Teile um 40 mm auf jeder Seite.

An dem in Abb. 7 mit G' bezeichneten, 350 mm über SO liegenden Punkte (um 50 mm gesenkte Ecke G der Technischen Einheit) würde also bei Gleisen unter besonderer Unterhaltungsaufsicht eine Breite des lichten Raumes nach Tafel 5, Spalte 4, von $1565 - 20 = 1545$ mm erforderlich sein, während in diesem Falle der Lichtraum nach Tafel 5, Spalte 5, $1570 - 20 = 1550$ mm breit wäre. Im Nachtrag V der Technischen Vereinbarungen § 30, Absatz 1 heißt es:

„Für bestehende Bauwerke ist in den unter 380 mm über Schienenoberkante liegenden Teilen eine Einschränkung um 40 mm nach der mit Punkten besetzten Linie zulässig."

Vergl. Abb. 7. (Begründung in der Lübecker Niederschrift, Beilage 6, S. 41/42).

Im Nachtrag V der Technischen Vereinbarungen § 30, Absatz 8 heißt es:

„An Stellen, wo Betriebsbedürfnisse ein möglichst nahes Heranrücken von Bauwerken an die Gleisachse erfordern, ist es gestattet, die nach Absatz 1 festgelegten halben Lichtraumbreiten gleichlaufend zur Schienenkopfebene in den über 760 mm über Schienenoberkante liegenden Teilen um 40 mm, in den darunter liegenden Teilen um 20 mm zu kürzen, wenn diese Gleise unter besonderer Unterhaltungsaufsicht stehen, so daß die seitliche Verschiebung der Gleisachse aus ihrer Regellage nicht mehr als 10 mm, die seitliche elastische Durchbiegung der Schienen nicht mehr als 2 mm und die Änderung der Überhöhung gegen das Regelmaß nicht mehr als 5 mm beträgt. Solche Gleise sind zu vermarken. . . . ."

Hiernach könnte bei den unter 380 mm über SO liegenden Teilen bei bestehenden Bauwerken, wenn die Gleise unter besonderer Unterhaltungsaufsicht stehen, eine Verringerung der Breitenmaße um $40 + 20 = 60$ mm vorgenommen werden, der lichte Raum wäre also in 350 mm über SO $1570 - 60 = 1510$ mm breit, während nach oben die Fahrzeuge bei 250 m Halbmesser mindestens 1545 mm erfordern.

Es darf also bei Gleisen, die unter besonderer Unterhaltungsaufsicht stehen, die nach Nachtrag V der Technischen Vereinbarungen § 30, Absatz 8, zulässigen Breiteneinschränkungen von 20 mm keinesfalls auch noch an solchen Stellen vorgenommen werden, für die bei bestehenden Bauwerken nach § 30, Absatz 1, die Breiteneinschränkung von 40 mm zugelassen würde. Bei der Neubearbeitung der Technischen Vereinbarungen soll der obenstehende Satz im § 30, Absatz 1: „Für bestehende Bauwerke . . . . zulässig" nicht mehr aufgenommen werden. In den „vorläufigen Vorschriften" ist er bereits fortgelassen. Ferner ist bei der Abfassung der „vorläufigen Vorschriften" davon ausgegangen worden, daß es mißlich ist, wenn der notwendige lichte Raum bei einem Gleis nicht stets vorhanden, sondern von der mehr oder weniger guten Unterhaltung der Gleislage abhängig ist. Dazu kommt noch, daß an einzelnen Stellen, z. B. eisernen Brücken (die wohl die meisten Hindernisse bilden), die Gleise in fester Verbindung mit den in Frage kommenden, festen Gegenständen liegen, so daß an solchen Stellen eine seitliche Verschiebung des Gleises überhaupt nicht in Betracht kommt. Mit der seitlichen Verschiebung des Gleises „von einer Durcharbeitung bis zur anderen" braucht also in solchen Fällen nicht gerechnet zu werden. Nach der Tafel 4, S. 401 ist hierfür der Wert von 30 mm angenommen worden. In solchen Fällen kann also der Lichtraum auf seiner ganzen Höhe um 30 mm eingeschränkt werden. Da dies zugleich der größte Einfluß der „Betriebsunregelmäßigkeiten" ist, so ist in den „vorläufigen Vorschriften" der deutschen Reichsbahn zunächst, auch um die Vorschriften möglichst zu vereinfachen, nur von diesem Hilfsmittel Gebrauch gemacht worden. Es heißt dort unter 2, Absatz 4:

„Erfordern örtliche Verhältnisse ein Verringern der nach Absatz 3 festgesetzten halben Lichtraumbreiten, so dürfen diese Maße nach Zusammenstellung 3 auf Blatt 2 verringert werden. Keinesfalls darf aber für Höhen zwischen 380 mm und 760/1120 mm über Schienenoberkante die halbe Lichtraumbreite kleiner als 1650 mm sein."

Hiernach dürfen da, wo durch „besondere Vorkehrungen" dafür gesorgt ist, daß sich der vorgeschriebene Abstand der Gleise von den in Frage kommenden Hindernissen nicht verringern kann, die halben Lichtraumbreiten überall um 30 mm vermindert werden, nur für die Höhen zwischen 380 mm und 760 bezw. 1000 und 1120 mm über Schienenoberkante ist wegen der dort besonders knappen Verhältnisse die Einschränkung auf 25 mm zu ermäßigen (vergl. Tafel 5, Spalte 6 bei 1120 mm). Als solche „besonderen Vorkehrungen" kommen in Betracht: Brücken mit unverschieblicher Gleislage, Rammen von Pfählen, Einbringen von Betonkörpern u. dergl.

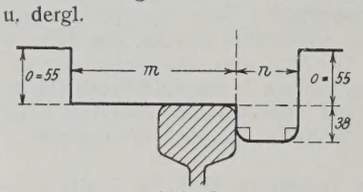


Abb. 9.

In dem sogenannten Rillenweitenausschuß des Vereins (Niederschrift Nr. 2, Berlin, 30. November 1927) wurden die Maße m und n (s. Abb. 9) neu berechnet, wobei auf spurkranzlose Lokomotivräder Rücksicht genommen wurde. Es ergaben sich

$m = 145$ mm gegen 135 mm seither,
$n = 105$ mm gegen 67 mm seither.

Ob diese Maße eingehalten werden können, soll durch eine von diesem Ausschuß gesondert eingeleitete Rundfrage geklärt werden, wobei der Weichenbau und die Zwangschienen in gekrümmten Streckengleisen eine Rolle spielen werden. Da diese Maße also noch nicht feststehen, so konnten sie in die „vorläufigen Vorschriften" noch nicht aufgenommen werden. Die eigentliche Rillenweite für alle Einrichtungen, die das Rad an seiner Innenseite führen sollen (Zwangschienen usw.) ist mit $n = 41$ mm geblieben, im übrigen (abgesehen von Weichen) ist das Maß von $n = 67$ auf $n = 70$ mm erhöht (z. B. bei Radlenkern und Leitschienen, sowie bei Wegübergängen). Hier dürfte ein Anfahren der spurkranzlosen Räder nicht zu befürchten sein, da die erste Achse eines Fahrzeuges vom Radlenker oder der Zwangschiene stets so geleitet wird, daß eine nachfolgende spurkranzlose Achse richtig nachfolgen muß, ohne aufzulaufen.

Neu ist auch die Bestimmung, daß die Schienen den Radreifen angepaßte, geneigte Seitenflächen haben dürfen und daß die 38 mm unter SO liegenden Ecken erforderlichenfalls abgerundet werden können. Diese Bestimmung war notwendig, weil bei strenger Beachtung der früher vorgeschriebenen rechteckigen Rille weder geneigte Schienenköpfe noch unten abgerundete Rillenschienen hätten verwendet werden dürfen.

Bei der Überprüfung des zulässigen kleinsten Durchmessers der Wagenräder im Verein (Niederschrift Nr. 3, Bad Homburg, den 29/30. Juni 1927) wurde empfohlen, um 45 mm über SO hervorragende Radlenker zuzulassen. Da aber aus wirtschaftlichen Gründen eine Schienenabnutzung von 10 mm vorgesehen werden muß, so ergibt sich für das Maß o in Abb. 9 $o = 55$ mm. Eine Änderung des Maßes o bedingt aber eine Änderung des im § 86 Abs. 3 der Technischen Vereinbarungen mit 60 mm festgelegten Maßes für bestimmte nahe an SO herabreichende Teile von Lokomotiven auf 65 mm. Ehe diese Maße nicht endgültig im Verein beschlossen sind, kann auf sie in den „vorläufigen Vorschriften" keine Rücksicht genommen werden.

Raum für die Stromzuführung auf Strecken mit elektrischem Betrieb.

Im Verein wurde diese Frage erst anläßlich der Neubearbeitung der Technischen Vereinbarungen in Angriff genommen. Bauingenieure und Elektrotechniker haben in engstem Zusammenarbeiten und unter möglichster Anlehnung an die Grundsätze, die in der Lübecker Niederschrift für die Bemessung des auf Dampfbahnen erforderlichen lichten Raums angewendet wurden, den für die Stromzuführer elektrischer Lokomotiven und Triebwagen erforderlichen lichten Raum berechnet. [„Nachweis" siehe Niederschrift Nr. 8 (Königsberg i. Pr., den 19/21. Oktober 1927) des Gruppenausschusses A für die Neubearbeitung der Technischen Vereinbarungen und Grundzüge.] In diesem Nachweis ist als größte halbe Breite der Bügel (Stromzuführer) $b = 1{,}05$ m und der elektrische Sicherheitsraum für die Bügel in wagerechter Richtung zu $S = 0{,}15$ m angenommen.

Die Ergebnisse dieser umständlichen Berechnungen sind in etwas anderer, für den Gebrauch einfacherer Form in der Tabelle auf Blatt 3 der „vorläufigen Vorschriften" wiedergegeben.

Während nach den früheren Vorschriften der Reichsbahn die halbe Breite des Raumes für die Stromzuführung durchweg $a = 1350$ mm (s. Abb. 10 u. 11) war, haben die genaueren Berechnungen ergeben, daß in Bögen mit Halbmessern $r = 250$ m und einer lichten Höhe von 7000 mm eine Breite von $a = 1520$ mm, also wesentlich mehr, erforderlich

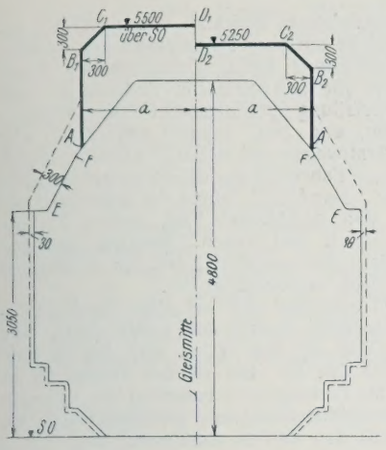


Abb. 10. Stromabnehmerraum bei Brücken und Hallen.

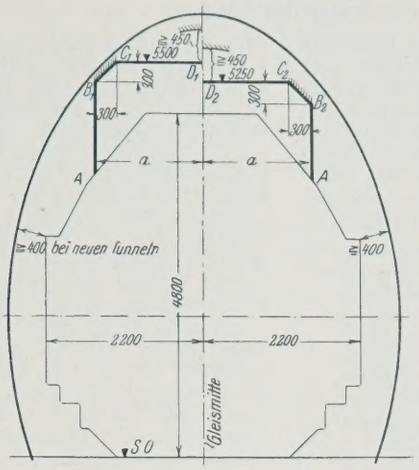


Abb. 11. Stromabnehmerraum bei eingleisigen Tunneln.

Bemerkungen:

1. Linie $B_1 C_1 D_1$ ist einzuhalten bei neuen Bauwerken. Linie $B_2 C_2 D_2$ ist einzuhalten bei bestehenden Bauten, deren Umbau schwierig und besonders kostspielig wäre.
2. Bei der Festsetzung der Höhenlage der Unterkante der Bauwerke ist auf die etwa notwendige Anordnung von Rauchschutztafeln Rücksicht zu nehmen.
3. Für neue Brücken gelten folgende Sondervorschriften:
   Obere Eckversteifungen sollen mindestens einen Abstand von 300 mm von der Linie EF, alle übrigen festen Teile einen Abstand von 30 mm von der eigentlichen Umgrenzungslinie des lichten Raumes haben (gestrichelte Linie).

ist; bei Halbmessern unter 250 m ist gemäß der Spalte 2 der Tabelle auf Blatt 3 der „vorläufigen Vorschriften“ noch eine weitere Vergrößerung, z. B. auf 1550 mm bei 180 m Halbmesser notwendig. Da aber bei geringerer Höhe des Fahrdrahts über SO das einseitige Setzen der Tragfedern und Ungenauigkeiten in der gegenseitigen Höhenlage der Schienenoberkanten sich nicht so stark auswirken, so können in diesem Falle Verminderungen des Breitenmaßes a eintreten. Diese betragen

bei 5500 mm lichter Höhe $\Delta a = 20$ mm,
bei 5250 mm lichter Höhe $\Delta a = 30$ mm.

Die dann ohne weiteres zulässigen Maße sind in Spalte 3 der Tabelle angegeben. Eine weitere Verminderung der Breitenmaße a kann eintreten bei Gleisen unter besonderer Unterhaltungsaufsicht (siehe Spalte 4), d. h., wenn sich das Gleis höchstens 10 mm aus der Regellage entfernt und die Regelhöhe der SO beider Schienen des Gleises sich nicht mehr als 5 mm ändert. Die Verminderung beträgt in diesem Falle

bei über 5250 mm Höhe $\Delta a = 60$ mm,
bei unter 5250 mm Höhe $\Delta a = 50$ mm.

Auch hier könnte man statt dessen, falls die Gleise in fester Verbindung mit den Hindernissen stehen, überall eine Verminderung um $\Delta a = 30$ mm vornehmen.

Das Maß a ist also jetzt je nach den Umständen veränderlich, und man kommt mit dem früheren Maß von 1350 mm nur in Geraden bei Gleisen unter besonderer Unterhaltungsaufsicht bei 5500 mm lichter Höhe und weniger aus.

Wenn die geringere Breite von 1350 mm seither allgemein ausgereicht hat, so dürfte dies wohl damit zusammenhängen, daß schon mehrere ungünstige Umstände zusammentreffen müssen, wenn Funkenüberschläge vorkommen sollen. Wahrscheinlich ist eben der in der Berechnung angenommene wagerechte Sicherheitsraum von $S = 0{,}15$ m oft nicht überall vorhanden gewesen, ohne daß Zündungen vorgekommen wären. Es empfiehlt sich aber, wenn irgend möglich, die in Spalte 2 der Tabelle auf Blatt 3 der „vorläufigen Vorschriften“ angegebenen lichten Abstände a auszuführen.

Was nun die Höhe des Stromabnehmerraumes über Schienenoberkante anbelangt, so zeigt sich, daß bei der tiefsten Fahrdrahtlage 5250 mm erforderlich sind. Es ergibt sich dieses Maß bei einem notwendigen senkrechten Sicherheitsabstand von 300 mm aus der Höhe des Lademaßes I (4650 mm, s. Abb. 1)

$$H = \underset{\text{Höhe des Fahrdrahts}}{4650} + 300 + \underset{\text{Sicherheitsr.}}{300} = 5250 \text{ mm}.$$

(Die Fahrdrahtdicke von 10 mm wurde vernachlässigt).

Daß für den ständig unter Spannung stehenden Fahrdraht ein senkrechter Sicherheitsabstand von 300 mm notwendig ist, geht daraus hervor, daß schon wiederholt in Tunneln mit elektrischer Oberleitung Brände bei Heuwagen vorgekommen sind. Deshalb ist unter den Bemerkungen in Punkt 6 des Blattes 3 der „vorläufigen Vorschriften“ ausdrücklich darauf hingewiesen, daß die Ladehöhe von 4650 mm nicht überschritten werden darf und daß etwaige Wagendecken auch infolge von Wind nicht über diese Höhe heraufkommen dürfen. Die Höhe von 5250 mm sollte daher nur ausnahmsweise bei bestehenden Bauwerken angewendet werden. Bei der bei Bauwerken normalen Fahrdrahtlage von 5200 mm ergibt sich eine Höhe des Stromabnehmerraumes von

$$5200 + 300 = 5500 \text{ mm}.$$

Hierbei müssen aber die Bauwerke imstande sein, den bei einseitigem Drahtbruch zu erwartenden Seilzug von 1,5 t an jeder Fahrdrahtaufhängung aufzunehmen. Dies ist auch solange notwendig, bis die lichte Höhe der Bauwerke mindestens 6,0 m über SO beträgt, wobei — wenigstens bei kurzen Bauwerken — eine Befestigung der Tragseile am Bauwerk nicht mehr erforderlich ist. Liegt der Fahrdraht höher als 5,2 m über SO, so muß, falls das Tragseil unter einem Bauwerk durchgeführt werden soll, die Unterkante dieses Bauwerks um mindestens 0,8 m höher als der Fahrdraht liegen (Wind). Es ist von Fall zu Fall zu entscheiden, welche Vorkehrungen getroffen werden müssen, falls wegen zu großen Abstandes der Stirnseiten des Bauwerks bei einer höheren Lage des Fahrdrahts als 5,2 m über SO noch Zwischenaufhängungen des Fahrdrahts erforderlich sind. Von bautechnischer Seite wurde bei den Verhandlungen darauf hingewiesen, daß die früher vorgeschriebene lichte Höhe von 7000 mm über SO bei leichten Bauwerken in vielen Fällen sehr unbequem ist und meist große Kosten verursacht, und es ist erfreulich, daß diese große Höhe fallen gelassen werden konnte: bei schweren Brücken wird das bei lichten Höhen unter 6,0 m geforderte Aufhängen der Tragseile keine Mehrkosten verursachen, da hier ohnedies kräftige Windverbände am Platze sind. Bei leichteren Bauwerken wird eine Wirtschaftlichkeitsberechnung ergeben, ob man lieber die lichte Höhe auf 6000 mm bringt, wenn die Einrichtung zur Aufnahme des wagerechten Zuges von 1,5 t bei 5500 mm lichter Höhe erhebliche Mehrkosten verursacht. Eine weitere Erleichterung wurde von bautechnischer Seite mit Rücksicht auf Tunnel und Bahnsteigdächer angestrebt: In der Abb. 12 ist der größte Abstand des Punktes P, nämlich des Fahrdrahts von der Gleisachse, bei Windabtrieb mit 750 mm angegeben (vergl. S. 12 der Vorschriften der Deutschen Reichsbahn für die Ausführung und die Festigkeitsberechnung der Fahrleitungen für Wechselstrom-Fernbahnen, festgesetzt durch die Verfügung der Hauptverwaltung 32 D 1886 vom 9. Februar 1926; der Teil, betreffend die Umgrenzung des lichten Raumes, ist durch die „vorläufigen Vorschriften“ aufgehoben). Beschreibt man um P mit dem Sicherheitsabstand von 300 mm einen Kreis, so sollte man meinen, die diesen Kreis berührende Linie $E_2 D_2$ sei ausreichend für den lichten Raum, so daß sich bei 150 mm Sicherheitsraum für den Bügel der Linienzug $B_2 C_2 D_2 E_2 F_2$ ergeben hätte. Da aber von elektrotechnischer Seite darauf hingewiesen wurde, daß der Fahrdraht unter Umständen angehoben wird, so daß auch für den Bügel (der oft auch oben geradlinig und nicht gebogen ausgeführt wird) nach oben ein Sicherheitsraum von 300 mm erforderlich wird, so hat man sich im Verein auf die einfachere Linie $B_2 C_2' F_2$ geeinigt. Die erzielte größere Abschrägung von 300 mm gegen 150 mm ist immerhin ein Vorteil. Nach der Seite genügt der Sicherheitsraum von 150 mm für die Bügel.[1])

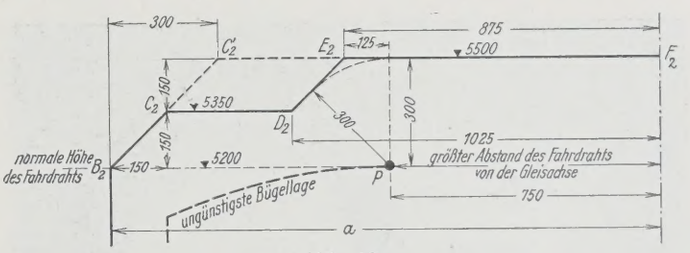


Abb. 12.

[1]) Von dem vorstehenden Aufsatz erscheint demnächst ein Sonderdruck im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8. Der Sonderdruck wird noch durch Erläuterungen über Gleisabstände und Merkzeichen erweitert. Insbesondere sind darin auch Angaben über die Vergrößerung des Gleisabstandes bei beschränktem Wagenübergang für Gleise bis herab auf 30 m Bogenhalbmesser enthalten.

Vermischtes.

Ein zweiter bemerkenswerter Brückenbau über den Delaware bei Philadelphia. Angeregt durch die über Erwarten günstigen Zolleinnahmen der 1926 dem Verkehr übergebenen ersten Delawarehängebrücke von Philadelphia nach Camden[1]), kommt jetzt dicht daneben eine zweite Brücke zur Ausführung, deren verkehrstechnische Vorstudien und bauliche Ausbildung auch für deutsche Verhältnisse wissenswerte Einzelheiten aufweisen, da sich in gewissen Punkten Vergleiche mit der neuen Köln—Mülheimer Brücke nicht von der Hand weisen lassen. Auf die konstruktive Durchbildung, die im übrigen noch nicht völlig festliegt, sei

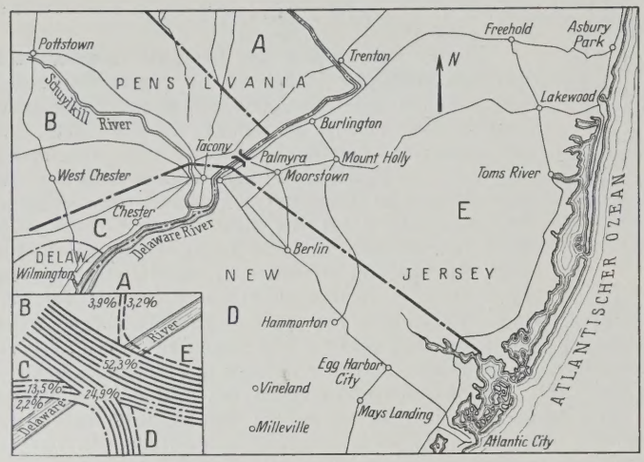


Abb. 1 u. 3. Lageplan.

erst in zweiter Linie, auf die wirtschaftliche und verkehrstechnische Seite, die drüben eine wesentliche Rolle spielt und besonders eingehenden Studien unterlegen hat, zuerst näher eingegangen.

Nur 10,5 km oberhalb der eben genannten Hängebrücke verengt sich der Fluß und bildet zurzeit die günstigste Übergangsstelle für einen außerordentlich regen Fährbetrieb, der den gesamten Automobilverkehr von Nordphiladelphia, zu und von dem ausgedehnten Automobilstraßennetz nach New York Stadt (Staat New York) und Atlantic City (Staat New Jersey), dem berühmten Seemodebade, bewältigen muß (vergl. Lageplan Abb. 1).

Abb. 5. Ansicht von Palmyra (New Jersey) aus.

Da die neue Brücke, wie alle in den letzten Jahren drüben gebauten Großbrücken, sich aus den Zolleinnahmen selbst bezahlt machen soll, um später eine wesentliche Einnahmequelle für eine eigens zu diesem Zweck neu zu gründende Gesellschaft zu bilden, waren umfangreiche Verkehrsstudien nötig, deren Ergebnisse zum Teil aus der in Abb. 2 wiedergegebenen graphischen Darstellung hervorgehen. Sie stellt die seit 1900 statistisch erfaßte und danach bis 1935 ergänzte Größe der Zunahme des Automobilverkehrs der neueren amerikanischen Großbrücken dar. Man erkennt daraus, daß bei Eröffnung der Brücke zwischen den beiden Vororten Tacony und Palmyra im Jahre 1929 mit 1,1 Mill., 1935 mit 1,5 Mill. Fahrzeugen gerechnet werden muß, wobei eine über den Fährverkehr hinausgehende verkehrsanziehende Wirkung von nur 50% zugrunde gelegt ist. Bei der Hängebrücke zwischen Philadelphia und Camden betrug bereits kurz nach Brückeneröffnung nachgewiesenermaßen dieser Zuwachs 70%. Sehr bezeichnend für amerikanische Verhältnisse sind auch die Verkehrsstudien, die die Verteilung der einzelnen Fahrzeuggruppen auf die bestehende Fähre betreffen, und zwar ergeben sich 93,2% für Personenkraftwagen, 6,6% für Lastkraftwagen und bloß 0,2% für Pferdefuhrwerke. Die Verteilung der einzelnen Fahrwege der die Fähre benutzenden Fahrzeuge geht aus Abb. 3 hervor. Nur 15,7% fahren vor oder nach der südlichen Altstadt (Abschnitt C), also demjenigen Teil, dessen Verkehr der Philadelphia—Camdenbrücke durch den neuen Übergang entzogen werden könnte; hieraus ergibt sich ohne weiteres, daß ein schädlicher Wettbewerb der beiden Brücken nicht zu befürchten ist.

Aus all diesen Verkehrsstudien errechnet sich bei einer durchschnittlichen Abgabe von 1,50 M. je Fahrzeug danach im ersten Jahre eine Einnahme von rd. 1,75 Mill. M., und in den ersten fünf Jahren eine Durchschnittseinnahme von rd. 2,05 Mill. M. Bei solchen Zahlen ist es verständlich, daß sich sehr bald eine Finanzgruppe gefunden hat, die eine Gesellschaft, die Tacony-Palmyra-Bridge-Company gründete, um den Brückenbau durchzuführen und dann den Betrieb zu übernehmen.

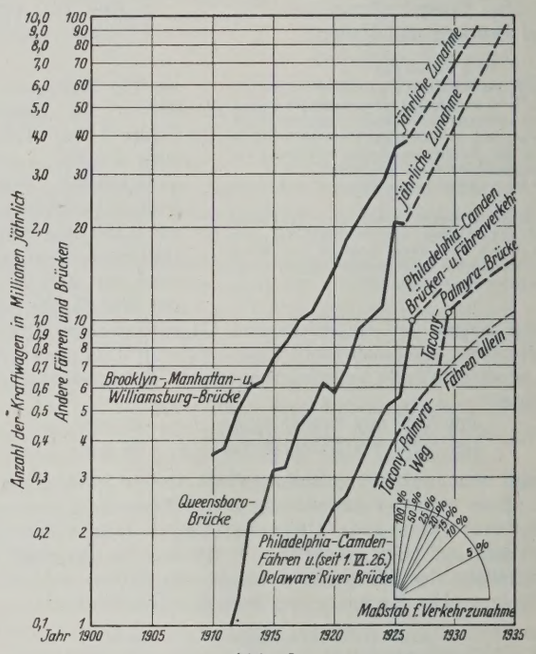


Abb. 2.
Zunahme des Verkehrs auf den neueren amerikanischen Großbrücken.

Für den Flußverkehr war in erster Linie maßgebend, daß in einem 70 m breiten, noch durch ausgedehnte Baggerarbeiten vertieften Flußbett die größten seegehenden Ozeandampfer verkehren müssen, was durch eine mit Klappbrücke versehene Öffnung ermöglicht wird. Eine mindestens 158,5 m breite, 19,5 m hohe, lichte Hauptöffnung ist außerdem für die zahlreichen Schleppdampfer vorgesehen. Rund 3,9 Mill. t Sand und Kies müssen in Kähnen bis zu acht hintereinander und zu dreien nebeneinander gekoppelt durch diese Öffnung hindurch geleitet werden; sie bilden bei der starken Strömung schwer steuerbare Schleppzüge.

Die eisernen Überbauten des insgesamt 705 m langen Brückenbauwerks bestehen aus der 168 m weitgespannten Mittelöffnung, einer östlich davon angeordneten, doppelarmigen Klappbrücke von 73 m lichter Weite in geöffnetem Zustande und je drei an beiden Seiten anschließenden Seitenöffnungen von im Mittel 76 m Spannweite (Abb. 4). Die Klappen (Abb. 5) sind mit festen Drehachsen und Gegengewichten unter der Fahrbahn ausgerüstet. Bemerkenswert ist, daß für die große Mittelöffnung ein Fachwerkzweigelenkbogen mit Zugband gewählt wurde (Abb. 4), obwohl doch nur 10,5 km flußabwärts die schöne Kabelhängebrücke gerade fertig geworden ist. Es sei dies hier besonders mit Hinblick auf die Köln—Mülheimer Brücke erwähnt, wo ja in diesem Sinne ähnliche Verhältnisse vorliegen. Paralleltträger irgendwelcher Art sind nicht in Erwägung gezogen worden. Für die Klappbrücke und die anschließenden Öffnungen sind etwa mit einem Drittel über die Fahrbahn reichende Fachwerkhauptträger mit steigenden und fallenden Schrägen und über den Pfeilern leicht her-

[1]) „Die Bautechnik" 1927, Heft 41, S. 609; Heft 55, S. 838.

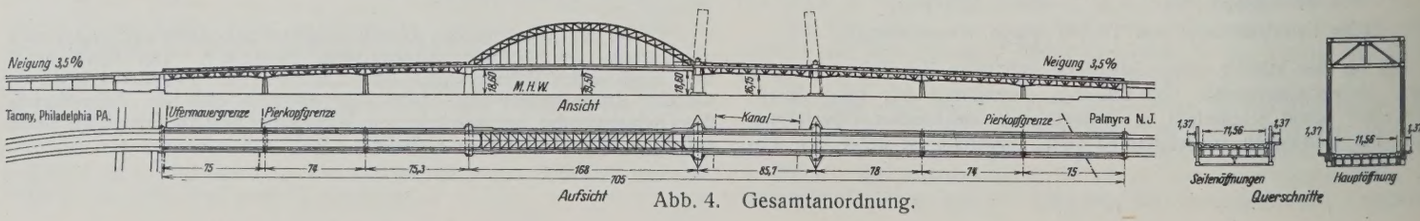


Abb. 4. Gesamtanordnung.

abgezogenen Untergurten vorgesehen. Die Hauptträger haben durchweg einen solchen Abstand erhalten, daß sich eine 11,56 m breite, mittlere Fahrbahn zuzüglich je 4,57 m Abstand bis zur Bordschwelle durchführen läßt, also vier 2,89 m breite Fahrzeugspuren entstehen. Die vorgesehene Spannweite entspricht genau den sechs Reihen der Philadelphia—Camdenbrücke. Außerhalb der Hauptträger sind zwei nur 1,37 m breite Fußwege ausgekragt. Die Fahrbahndecke soll gemäß den Erfahrungen mit den neuesten Automobilstraßen als eine Eisenbetonfahrbahnplatte ausgebildet werden. Sie muß einen Spitzenverkehr von 58 000 Fahrzeugen täglich und im Höchstfall 4000 stündlich, entsprechend den beobachteten Größtmengen der Philadelphia—Camdenbrücke, bewältigen können. Die steinverkleideten Betonpfeiler können alle bis auf den festen Kiesboden — im ungünstigsten Falle 16,5 m unter MNW — gegründet werden. Die Kosten der Brücke einschließlich Gründungsarbeiten und Rampen sind auf 16 Mill. M., die Ausgaben für Grunderwerb und Zinsendienst auf 3,63 Mill. M. geschätzt. Alle Angaben sind den von den assoziierten Ingenieuren Modjeski, Masters und Chase in New York freundlichst zur Verfügung gestellten ersten Entwurfsunterlagen entnommen.

Dr.-Ing. Rudolf Bernhard.

Ein Öllagerhaus der Straßenbahn in Denver, U. S. A. In Nr. 16 des Electric Railway Journal 1928 ist der Bau eines Straßenbahnöllagerhauses beschrieben, der Beachtung verdient. Die Baustelle liegt in einem alten Flußbett, dessen Untergrund aus Sand und Kies bestand, so daß beim Ausschachten Spundwände verwendet werden mußten. Ein Teil des gewonnenen Sandes wurde beim Bau mit benutzt. Nach Erreichung der nötigen Tiefe wurde erst eine schwere Eisenbetonplatte hergestellt, um einen sicheren Grund zu bekommen und bei den zu erwartenden

Abb. 1.

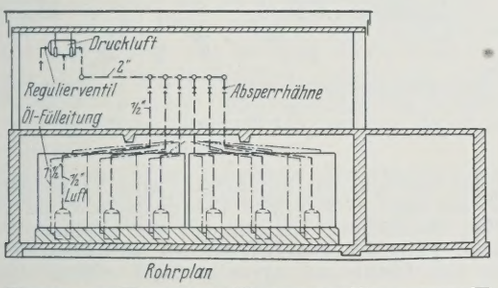


Abb. 2.

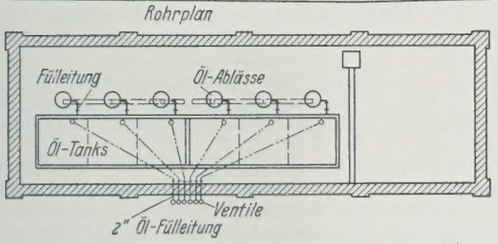


Abb. 3.

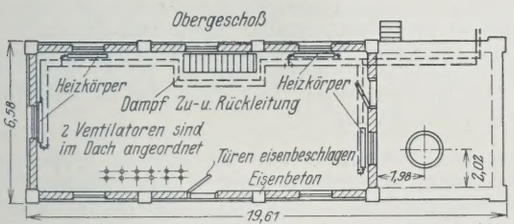
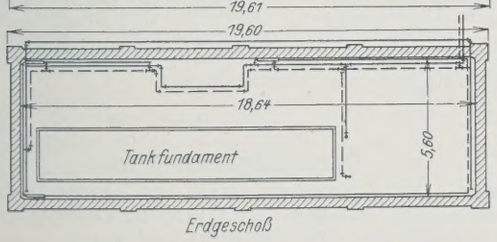


Abb. 4.



Bodenveränderungen Gebäudesenkungen zu vermeiden. Mit den Bewehrungen der Grundplatte, die aus alten Schienen und Drahtgeflecht bestanden, wurden die Bewehrungen der Erdgeschoßdecke, der Erdgeschoßseitenwände, der Säulen für das Obergeschoß und der Fundamente für die Öltanks sicher verbunden, dann wurde alles verschalt und mit Gußbeton ausgefüllt. Die Verbindungsstellen wurden etwa 12 mm stark mit bituminösem Zement ausgefüllt (Abb. 1 u. 4). Da bei Hochwasser das vorhandene Grundwasser über die Höhe des Erdgeschoßbodens stieg, wurden die Außenseiten der Wände des Erdgeschosses mit einer starken Schicht von bituminösem Zement überzogen. Da der Neubau an vorhandene Gebäude (Ausbesserungswerkstatt, Malerwerkstatt und Kraftstation) sich anschließt, konnten Dampf und Druckluft leicht zugeführt werden.

Die Wände des Obergeschosses sind zwischen den Eisenbetonsäulen aus Mauersteinen hergestellt (Abb. 3). Zur Verhütung von Bränden wurde in das Gebäude eine Hochdruckdampfleitung geführt, die innerhalb der Wände in Rohren aus porösen Halbziegeln verlegt wurde. An sie schließen sich Löschrohre mit Dampfdüsen an, die an der Decke des die Öltanks aufnehmenden Erdgeschosses angeordnet sind. Das Hauptabsperrventil für den Dampf liegt außerhalb des Gebäudes. Im Obergeschoß sind Behälter für verschmutztes Öl, Abfallöl und Filtervorrichtungen angeordnet. Den Öltanks läuft das Öl aus den Tankwagen unmittelbar zu. Die elektrischen Lichtleitungen sind gasdicht verlegt. Die ganze Anlage wird von einem Mann bedient. Anordnung der Haupttanks, der Abfülltanks, der Rohrleitungen und die wesentlichen Abmessungen sind aus den Abbildungen ersichtlich. Sch.

Die Elektrisierung der spanischen Bahnen. Der Voranschlag für das Jahr 1928 sieht für die Verbesserung und Verdichtung des Eisenbahnnetzes 825 Mill. Pesetas vor, wovon etwa 295 Mill. auf neue Bahnstrecken entfallen. Eine Reihe von wichtigen Linien sollen ein zweites Gleis erhalten, für Verstärkung des Oberbaues und der Brücken, ebenso auch für die Erneuerung des Fahrparkes sind erhebliche Beträge vorgesehen. Die Elektrisierung soll fortgesetzt werden, gemäß einem Plane, den der oberste Eisenbahnbeirat der Regierung vorgelegt hat und der zur Beratung einer eben ins Leben gerufenen Kommission überwiesen wurde. In diese wurden Vertreter der Ministerien, des Eisenbahnbeirates, der großen Eisenbahngesellschaften (Compañia del Norte, Comp. de Madrid—Zaragoza—Alicante und Comp. de Ferrocarriles Andaluzes), der industriellen Verbände und der Elektrizitätsgesellschaften berufen, die den ganzen Fragenkomplex studieren und ein Gutachten ausarbeiten werden.

Im Hinblick auf die guten Erfahrungen, die man mit der Elektrisierung der Rampe von Pajares auf der Strecke León—Oviedo in Asturien gesammelt hat, beabsichtigt man die rasche Einführung des elektrischen Betriebes auf allen Strecken, wo die Neigungsverhältnisse es geboten erscheinen lassen oder der dichte Verkehr es erheischt. An Hand der Betriebsergebnisse der Linie von Pajares wurden sorgfältige Berechnungen ausgeführt, deren Ergebnisse die Einführung der elektrischen Zugförderung zur Verbesserung des Verkehrs auf bestimmten Strecken zur Folge haben werden. Hierfür würden die folgenden Linien, von denen einzelne Abschnitte bereits elektrisiert sind, in Aussicht genommen:

Compañia del Norte (Spanische Nordbahn):	
Rampe von Pajares (León—Oviedo)	62 km
Barcelona—Manresa	64 „
Moncada—San Juan de las Abadesas (Ostpyrenäen)	106 „
Alsasua—Irun (auf der Strecke San Sebastian—Miranda del Ebro)	103 „
Villalba—Segovia (Rampe in der Sierra Guadarrama)	63 „
Madrid—Avila (Rampe in der Sierra Guadarrama) .	114 „
Miranda del Ebro—Bilbao (im Kantabrischen Gebirge)	104 „
Quintanilla—Santander (im Kantabrischen Gebirge) .	115 „
Astorga—Ponferrada (im Gebirge von León) . . .	77 „
La Encina—Jatiba (Rampe von Valencia auf das Hochplateau)	58 „
	866 km
Compañia de Madrid—Zaragoza—Alicante:	
Tarragona—Barcelona—Gerona—Port Bou (Hauptstrecke von der franz. Grenze nach Barcelona entlang der Küste über Mataró)	209 km
Barcelona—Zaragoza (über Caspe am Ebro) . . .	338 „
Barcelona—Empalme (Hauptstrecke über Granollers im Binnenlande)	70 „
	617 km
Campañia de Ferrocarriles Andaluzes (Andalusische Eisenbahnen):	
Bobadilla—Algeciras } quer durch die Sierra Nevada .	178 km
Bobadilla—Malaga }	70 „
Bobadilla—Granada	123 „
Linares—Almeria (quer durch die Sierra Nevada) .	251 „
	622 km
Insgesamt:	2105 km

Es zeigt sich, daß bloß Rampenstrecken in den Randgebirgen auf wichtigen Linien und die größte Verkehrsdichte aufweisenden Strecken um Barcelona in erster Linie elektrisiert werden. Es sollen damit 13% an Betriebskosten erspart werden, wobei man mit 176 000 Pesetas/km an Kosten rechnet. Die Rampenstrecke bei Pajares, die die Hauptkette des Kantabrischen Gebirges im Perruca-Tunnel nächst Busdongo in 1285 m Seehöhe durchbricht, hat allerdings höhere Kosten verursacht.

Als Vorteile der elektrischen Zugförderung wird neben der Verringerung der Zahl der Lokomotiven, den geringeren Instandhaltungskosten, dem geringeren Personalstande die Vermehrung der Leistungsfähigkeit und Reisegeschwindigkeit hervorgehoben, ferner die Möglichkeit, von der Verstärkung des Oberbaues und der Brücken, die neuen schweren Dampflokomotiven nicht mehr gewachsen wären, absehen zu können, wie sich dies auf der Strecke Alsasua—Irun bereits gezeigt hat.

Dipl.-Ing. Dr. W. Vieser.

Die Erhaltung der Niagara-Fälle. Seit etwa 40 Jahren wird die Wasserkraft der Niagara-Fälle ausgenutzt, und ungefähr ebenso lange besteht die sicher nicht unberechtigte Besorgnis, daß durch die Gewinnung von Energie das unvergleichliche Bild, das die niederstürzenden Wassermengen bieten, beeinträchtigt werden könnte. Bekanntlich zerfallen die etwa 1300 m breiten Fälle in zwei Teile, den kanadischen und den amerikanischen, zwischen denen Grand Island liegt. Die Gesamtheit der die Fälle betreffenden Fragen können daher nur durch internationale Vereinbarungen geregelt werden, und so setzten denn beide Staaten einen Ausschuß ein, der ermitteln sollte, wieviel Wasser dem Niagara zur

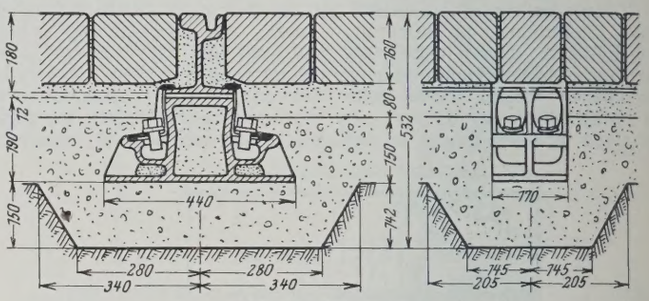
Kraftgewinnung entzogen werden könnte, ohne daß der malerische Anblick darunter litte. Der Ausschuß kam zu dem Ergebnis, daß etwa 1800 m³/Sek. oder rd. 37% der Gesamtmenge bei Niederwasser ohne Schaden abgezapft werden könnten. Diese Menge ist aber sicher zu groß, denn bis jetzt werden erst rd. 1585 m³/Sek. abgeleitet, und der Augenschein lehrt nach einem Bericht in „Engineering", daß das zu viel ist und daß eine weitere Ausnutzung als Kraftquelle nur möglich ist, wenn besondere Maßnahmen zur Erhaltung des Bildes, das die Fälle bieten, getroffen werden. Schon jetzt fließt auf amerikanischer Seite zu wenig Wasser über die natürliche Wehrkante, und auf kanadischer Seite liegen Felsen in breiter Ausdehnung frei. Aber es besteht noch eine andere Gefahr: Die Fälle „begehen Selbstmord", wie sich ein Bericht der Geologischen Abteilung des kanadischen Bergamts ausdrückt. Messungen, die bis in das Jahr 1842 zurückgehen, haben nämlich ergeben, daß die Überfallkante im Jahre durchschnittlich 1,3 m bergauf rückt, und es wird sogar behauptet, daß diese Zahl noch zu klein sei und von der Wirklichkeit noch übertroffen werde. Neuere Messungen lassen aber erkennen, daß dieses Maß in den letzten Jahren abgenommen hat, und zwar im Durchschnitt der Jahre seit 1906 bis auf etwa 70 cm. Diese Abnahme wird damit erklärt, daß auf die Überfallkante zu zwei Wasserrinnen führen, die sich einander nähern. Bisher ist der größte Teil der Wassermenge an der Vereinigungsstelle dieser Rinnen übergefallen. Je mehr aber die Kante zurückweicht, desto mehr entfernen sich die Rinnen voneinander, auf desto größere Breite verteilt sich die zu Tal stürzende Wassermenge und um so langsamer wird die Überfallkante abgeschliffen. Daß die Abnutzung ein so erhebliches Maß angenommen hat, liegt daran, daß die Überfallkante selbst zwar aus hartem Kalkstein besteht, daß unter diesem aber weicherer Schiefer ansteht. Dieser wird vom Wasser stark angegriffen, die Überfallkante wird dadurch unterhöhlt und stürzt nach. Bei Verteilung des Wassers auf größere Breite wird die Gefahr, daß der Schiefer ausgewaschen wird, vermindert, und damit wird auch die Überfallkante selbst weniger gefährdet. Dazu kommt noch, daß nach oberstrom die Mächtigkeit der Kalksteinschicht zunimmt, wodurch ebenfalls das Unterwaschen verringert und der Verfall aufgehalten wird. Übrigens geht die Rückwärtsbewegung der Überfallkante auf kanadischer Seite schneller vor sich als auf amerikanischer. Das rührt daher, daß sich im Sturzbett der amerikanischen Seite, wo die überfallende Wassermenge geringer ist als auf kanadischer, Trümmer aus der Felswand angesammelt haben, die die lebendige Kraft des Wassers aufzehren und so einen Schutz für die dahinterliegende Felswand bilden.

Immerhin wird es für nötig gehalten, wasserbauliche Maßnahmen zu treffen, um das Bild der Fälle zu erhalten. Die eigentlichen Fälle haben nur eine Breite von etwa 300 m, und über diesen Teil fließen nur etwa 6% der gesamten Wassermenge ab, die der Niagara führt. Die Wassertiefe oberhalb der Fälle beträgt nicht über 1 m, stellenweise sogar weniger, und stellenweise treten Felsen und kleine Inseln aus dem Wasser heraus. Es wird daher für möglich gehalten, durch den Einbau von Grundschwellen an geeigneten Stellen, durch Beseitigen von Felsen an anderen Stellen das Wasser gleichmäßiger über die Breite der Fälle zu verteilen und so das malerische Bild nicht nur zu erhalten, sondern sogar zu verbessern. Ob damit der gewünschte Erfolg, namentlich für den Beschauer, erreicht werden wird, darf zweifelhaft sein.

Die Kosten für die Ausführung der Arbeiten, die jetzt vorgeschlagen werden, sind auf 1,75 Mill. Dollar geschätzt. Es wird jedoch ausdrücklich bemerkt, daß für diese Schätzung keine näheren Grundlagen vorhanden sind, und daß man auch nicht im voraus wissen kann, ob mit den jetzt geplanten Einbauten der gewünschte Erfolg erreicht werden wird, ob sich nicht vielmehr bei der Ausführung noch weitere Arbeiten als nötig erweisen werden. Immerhin ist es verdienstlich, daß man bemüht ist, das einzigartige Naturdenkmal, das die Niagara-Fälle darstellen, nicht der „Industrialisierung" ihrer Umgebung zum Opfer zu bringen, sondern es zu erhalten. Daß ernstlich gearbeitet wird, geht schon aus der Zusammensetzung des mehrfach genannten internationalen Niagara-Amtes hervor; ihm gehören auf kanadischer Seite der stellvertretende Bergwerksminister und der Direktor des Amtes zur Ausnutzung der Wasserkräfte an, während die amerikanischen Mitglieder ein Major der technischen Truppen, in deren Händen bekanntlich der staatliche Wasserbau ruht, und ein zweiter namhafter Techniker sind. Wkk.

Pariser Straßenbahnoberbau. Die Rillenschiene, die in Paris als Regelform für die Straßenbahn verwendet wird, ist nach Electric Railway Journal 180 mm hoch und wiegt 52 kg/m. Unter Zwischenschaltung eines 12 mm starken Stückes Teakholz (s. die Abbildung) ruht die Schiene auf gußeisernen Stühlen, die 24,8 kg wiegen. Diese haben die außerordentlich große Höhe von 190 mm, so daß im ganzen die Belastung der Schiene auf eine Fläche übertragen wird, die 382 mm unter der Straßenoberfläche liegt. Man ist also bestrebt, die 440 mm breite Auflagerfläche, auf der die Belastung auf den den Schienenstuhl einhüllenden Beton übertragen wird, möglichst tief zu legen. Dieser Beton reicht noch 150 mm unter die Sohle des Schienenstuhls und füllt eine rechteckige Grube aus, die an ihrer Sohle 560 mm, 142 mm darüber 680 mm breit ist; in der Gleisrichtung sind die Abmessungen in denselben Höhen 410 mm und 290 mm. Die Schienenstühle sind in der Gleisrichtung 170 mm lang. Sie bestehen aus einem hohlen Kasten von der Breite des Schienenfußes, dessen Sohle nach beiden Seiten bis auf die schon erwähnten 440 mm verbreitert ist. Seitliche Flanschen versteifen die Sohlplatte gegen den kastenartigen Oberteil des Schienenstuhls. An seitliche hohle Ohren in etwa halber Höhe des Schienenstuhls sind Klemmen angeschraubt, die mit einem oberen Haken die Schiene auf dem Stuhl festlegen. Auch hier erkennt man das Bestreben, die Befestigungsteile in möglichst große Tiefe zu verlegen. Die Schienenstühle ruhen ohne Querschwellen im Beton; als Spurhalter dienen Spurstangen in 1,3 m Abstand. Ebenso groß ist der Abstand der Schienenstühle, außer neben den Stößen, wo er kleiner ist. Auch Weichen und Kreuzungen werden von Schienenstühlen getragen, die grundsätzlich dieselbe Form haben wie diejenigen unter dem laufenden Gleis, nur mit dem Unterschiede, daß ihre obere Stützfläche der Form des Teils, den sie aufzunehmen hat, angepaßt ist.

In allen Krümmungen von weniger als 30 m Halbmesser wird für die Innenschiene Manganstahl verwendet. Die Schienen werden in Längen von 5 m, 7 m und 10 m beschafft und auf dem Werkplatze der Straßenbahngesellschaft in die richtige Krümmung gebogen. Bei besonders scharfen Krümmungen wird für die Außenschiene eine Sonderform mit flacher Spurrille verwendet, so daß hier das Außenrad auf dem Flansch laufen muß. Dadurch soll die Reibung zwischen Flansch und Schiene und damit die Abnutzung verringert werden. Man hält diese Maßnahme deshalb für nötig, weil die Wagen bei 960 mm Raddurchmesser einen Radstand von 3600 mm haben. Diesen langen Radstand hat man gewählt, um die nickende Bewegung des Wagens zu verringern, muß aber dafür gewisse Schwierigkeiten beim Durchfahren der Krümmungen in Kauf nehmen.



(Maße in Millimeter.)

Auch für Weichen und Kreuzungen wird Manganstahl verwendet. Auch hier läßt man in Herz- und Kreuzungsstücke die Flanschen auflaufen. Man hat dadurch erreicht, daß das Geräusch beim Befahren dieser Stellen wesentlich gedämpft worden ist. Versuche werden auch mit Chrom- und Nickelstahl angestellt, doch verdient Manganstahl vor diesen Stahlarten den Vorzug, abgesehen davon, daß er sich besser schweißen läßt.

Die Köpfe der Pariser Fahrschienen sind eben und die Radreifen zylindrisch, so daß sie also auf der ganzen Breite des Schienenkopfes laufen. Dadurch will man die Riffelbildung hintanhalten und ein ruhigeres Fahren erreichen.

Bei der Herstellung neuer Gleise geht man merkwürdigerweise von oben nach unten vor. Die Schienenstühle werden also nicht etwa auf das vorher eingebrachte Betonbett aufgesetzt, sondern die Schienen werden, nachdem das Gleisbett ausgehoben ist, mit den daran befestigten Schienenstühlen und Spurstangen verlegt und sorgfältig ausgerichtet, wobei hölzerne Blöcke untergelegt werden. Dann wird der Beton eingebracht, der sich in 15 cm Stärke über die ganze Gleisbreite erstreckt. Auf einer 8 cm starken Sandschicht werden dann die 16 cm hohen Pflastersteine verlegt. Das laufende Meter Gleis dieser Bauart, ohne Weichen und Kreuzungen, kostet 300 Fr. Wkk.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Juni ausgegebene Heft 12 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Stadtrechtsrat Dr. Heymann: Deutscher Wohnungsbau mit Auslandskapital? — Landhaus Graetz, Berlin-Lichterfelde. — Konrad Strauß: Der Kachelofen der Neuzeit. — Dr. Wölz: Hauptaufgaben in unserem städtischen Wohnungs- und Siedlungswesen.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaumeister (W.) Früh in Magdeburg ist nach Berlin versetzt und dem Herrn Reichsverkehrsminister zur dienstlichen Verwendung zur Verfügung gestellt worden.

Der Regierungsbaumeister (W.) Fritz Schmidt ist unter Wiederaufnahme in den preußischen Staatsdienst dem Wasserbauamt in Wesermünde überwiesen worden.

Der Regierungs- und Baurat (W.) Leopold (bisher zum Reichsverkehrsministerium beurlaubt) ist durch seine Ernennung zum Regierungsbaurat im Reichsverkehrsministerium aus dem preußischen Staatsdienst ausgeschieden.

INHALT: Neubau der Straßenbrücke über den Großschiffahrtweg Berlin—Stettin bei Schwedt a. d. Oder. — Mehr Zusammenhalt und Zielbewußtsein im Technikerstande. — Neue Vorschriften für die Umgrenzung des lichten Raumes für deutsche Normalspurbahnen. (Schluß.) — Vermischtes: Zweiter bemerkenswerter Brückenbau über den Delaware bei Philadelphia. — Öllagerhaus der Straßenbahn in Denver, U. S. A. — Elektrisierung der spanischen Bahnen. — Erhaltung der Niagara-Fälle. — Pariser Straßenbahnoberbau. — Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 13. Juli 1928 — Heft 30

Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **W. Soldan.**

Genau hundert Jahre sind seit dem Tode Tullas, des Schöpfers der Oberrheinkorrektion, verstrichen. Nächst der Regulierung des Weichseldeltas darf sein Werk als die größte Leistung des deutschen Flußbaues betrachtet werden. Nicht alles ist so eingetroffen, wie es Tulla erwartet hatte, und manches würden wir heute anders machen. Aber das ist angesichts der Tatsache, daß man vor hundert Jahren fast noch keine Erfahrungen in so umfangreichen Aufgaben des Flußbaus hatte, nicht zu verwundern. In der Hauptsache lobt das Werk seinen Meister.

Seit Tullas Zeiten ist der Rhein zur größten Schiffahrtstraße Europas herangewachsen. Immer stärker wird der Verkehr und immer größer werden die Schiffe. Zugleich wächst das Bedürfnis, den Wasserverkehr immer weiter landeinwärts vorzutreiben. Für diese neuen Aufgaben reicht die Rheinkorrektion in ihrer ursprünglichen Gestalt nicht mehr aus. Nach unseren heutigen Begriffen war sie in der Hauptsache ein Ausbau für Hochwasser, der nun noch durch einen Ausbau für Mittel- und Niedrigwasser ergänzt werden muß. Bis Straßburg herauf ist auch dieser Ausbau vollendet, bis Basel geht die Schiffahrt zurzeit nur im Sommer bei günstigem Wasserstande, und der Ausbau des freien Stromes ohne Schleusen und Wehre ist vorgesehen. Oberhalb von Basel bis zum Bodensee denkt man an die Kanalisierung.

In neuerer Zeit ist in der Fachpresse wiederholt bezweifelt worden, ob auf dem Rheine zwischen Basel und Straßburg die Regulierung, das ist der Ausbau ohne Schleusen und Wehre, überhaupt am Platze sei. Der Oberrhein führt zwar bei Niedrigwasser mehr Wasser als die Elbe und die Oder an ihrer Mündung in die See, aber das Gefälle zwischen Basel und Straßburg ist wesentlich größer als auf den nicht kanalisierten Strecken irgend eines anderen deutschen Stromes, der von der Großschiffahrt benutzt wird. Die Bedenken gegen den einfachen Ausbau der Strecke von Basel bis Straßburg können deshalb nicht ohne weiteres zurückgewiesen werden. Außerdem werden gewisse Folgen der Oberrheinkorrektion als ein Beweis dafür angeführt, daß man die Strecke zwischen Basel und Straßburg besser nicht reguliere, sondern kanalisiere. Man glaubt, daß mit dem Ausbau bis Straßburg aufwärts die Grenze erreicht sei, bis wohin der einfache Ausbau zum Ziele führen könne.

Tatsächlich besteht ein enger Zusammenhang zwischen der Korrektion und dem beabsichtigten Ausbau, der in sie eingefügt werden muß und in der Hauptsache nur eine Ergänzung des älteren Werkes darstellen kann. Wer die Aussichten des vorgesehenen Ausbaues beurteilen will, muß deshalb die Wirkungen der Korrektion beachten und wird auch die Erfolge des Ausbaues zwischen Straßburg und Sondernheim prüfen müssen.

Bisher waren wir über die Folgen der Korrektion hauptsächlich durch die Arbeit Honsells in Heft 3 der Beiträge zur Hydrographie Badens unterrichtet. Aber diese Arbeit stammt schon aus dem Jahre 1883, als die Korrektion in der Hauptsache gerade vollendet war. Damals konte man also die Wirkungen dieses großen Werkes noch nicht ganz übersehen. Es ist daher zu begrüßen, daß wir neuerdings durch zwei fast gleichzeitig erschienene Arbeiten des Oberbaurats Kupferschmid[1]) und des Regierungsbaurats Wittmann[2]) in Karlsruhe über die Wirkungen der Korrektion bis in die neueste Zeit unterrichtet worden sind.

Wittmann verfolgt die Änderungen des Wasserspiegels und der Sohle von 1815 bis 1925, um daraus Schlüsse auf die Geschiebebewegung zu ziehen. Der Oberrhein ist eine von den wenigen Flußstrecken, auf denen es nach unserer gegenwärtigen Kenntnis möglich ist, die durchschnittliche Größe der jährlichen Geschiebefracht zahlenmäßig zu fassen. Wittmann hat diese seltene Gelegenheit mit großer Sachkenntnis ausgenutzt. Wenn man auch nicht allen seinen Ausführungen beistimmen wird, so ist seine Arbeit doch ein sehr wertvoller Beitrag zur Geschiebeforschung, die noch in ihren ersten Anfängen steht. Kupferschmid untersucht die Wasserspiegeländerungen von 1882 bis 1921 nach einem Verfahren, das dem Wittmannschen sehr ähnlich ist, und zieht aus den Ergebnissen Schlüsse auf den Erfolg des Ausbaues zwischen Straßburg und Sondernheim und auf den beabsichtigten Ausbau bis Basel.

Bei allen Untersuchungen über die Leistungsfähigkeit einer Wasserstraße muß man von einem bestimmten Wasserstande oder der ihm entsprechenden Abflußmenge ausgehen, bei denen die gewünschte Fahrwassertiefe vorhanden sein soll. In den Erörterungen über den Oberrhein spielt dieser Wasserstand eine große Rolle. Es wird bezweifelt, ob die Wasserstände, die heute als maßgebend gelten, noch der ursprünglichen Absicht entsprechen. Die Schiffahrt auf dem Oberrhein ist aber keine Lokalschiffahrt, sondern sie dient in der Hauptsache dem Verkehr vom Niederrhein nach Süddeutschland, dem Elsaß und der Schweiz. Die Zweifel an der Brauchbarkeit der Regulierungswasserstände des Oberrheins enthalten also zugleich den Zweifel, ob die Regulierungswasserstände für den ganzen Rhein nach richtigen Grundsätzen ermittelt worden sind. Eine kurze Übersicht über diese Grundsätze ist daher unerläßlich.

Selbst in dem einfachsten Falle einer Flußstrecke mit unveränderlicher Sohle und ohne nennenswerte Seitenzuflüsse besteht nur bei beharrendem Wasser eine einfache Beziehung zwischen den Wasserständen an zwei benachbarten Pegeln, die sich in einer eindeutigen mathematischen Formel ausdrücken läßt. Sobald das Wasser steigt oder fällt, treten noch die Fortpflanzungsgeschwindigkeit der Welle, die Zeitfolge der Wasserstände am oberen Pegel und die Form der Querschnitte als unabhängige Veränderliche hinzu. Nimmt der Fluß zwischen den beiden Pegeln nennenswerte Nebenflüsse auf, so wird die Aufgabe noch verwickelter. Nun wird aber das Fahrwasser eines Flusses stets nach seiner Leistungsfähigkeit bei Niedrigwasser beurteilt, und das Niedrigwasser ist in der Regel die Zeit beharrender Wasserstände. Ferner genügt es, wenn die Regulierungswasserstände an den verschiedenen Pegeln eines Flusses nur im durchschnittlichen Verhalten einander zugeordnet sind, da ja eine eindeutige, im Einzelfalle richtige Zuordnung nicht möglich ist. Infolgedessen kann man unter einfachen Verhältnissen, wenn der Hauptfluß und seine Nebenflüsse in der Regel unter gleichen klimatischen Bedingungen stehen, die Regulierungswasserstände eines Flusses aus den durchschnittlichen Beziehungen zwischen niedrigen Beharrungsständen an den verschiedenen Pegeln ableiten. Je mehr aber der Hauptfluß und seine Nebenflüsse unter verschiedenen klimatischen Bedingungen stehen, um so unsicherer wird das Verfahren. Man kann es deshalb im allgemeinen nur in kleineren Flußgebieten anwenden.

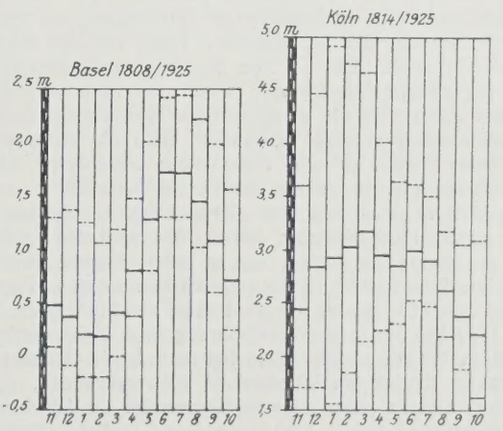


Abb. 1. MHW, MW und MNW der Monate.

Im Rheingebiet bestehen zwischen dem Hochgebirge und Alpenvorland einerseits und dem Mittelgebirge, Hügelland und Flachland anderseits größere klimatische Gegensätze als in allen anderen norddeutschen Stromgebieten. Sie sind an der bekannten Tatsache zu erkennen, daß die Zuflüsse aus den Alpen im Sommer hohes und im Winter niedriges Wasser und die übrigen Zuflüsse im Winter hohes und im Sommer niedriges Wasser führen. Abb. 1 enthält die mittleren Hochwasser-, Mittelwasser- und Niedrigwasserstände der einzelnen Monate für den Pegel an der Schifflände in Basel von 1808 bis 1925 und für den Pegel in Köln von 1814 bis 1926. Die Pegelstände in Basel sind der Arbeit von Ghezzi, „Die Abflußverhältnisse des Rheins in Basel, 1926" entnommen und gelten für den Zustand des Flußbettes von 1925, während die Pegelstände von Köln

[1]) „Die Höher- und Tieferbettung des Rheins zwischen Basel und Mannheim von 1882 bis 1921 und ihre Bedeutung für die Schiffbarmachung dieser Stromstrecke durch Regulierung". Ein Beitrag zur Kenntnis des Oberrheins. Von Dr.-Ing. ehr. Karl Kupferschmid in Karlsruhe. Mit 9 Textabbildungen. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 9 R.-M.

[2]) „Der Einfluß der Korrektion des Oberrheins zwischen Basel und Mannheim auf die Geschiebebewegung des Rheins". Ein Beitrag zur Frage der Geschiebebewegung in Flüssen. Von Dr.-Ing. Wittmann, Regierungsbaurat, Karlsruhe. Deutsche Wasserwirtschaft 1927, Heft 10, 11 und 12.

die arithmetischen Mittel der tatsächlichen Ablesungen ohne Rücksicht auf die inzwischen eingetretenen Sohlensenkungen darstellen. Da es aber hier nur auf den Gang der Wasserstände von Monat zu Monat ankommt, ist dieser Unterschied ohne Bedeutung. Das mittlere Niedrigwasser der Monate mit kleiner Wasserführung trifft in der Regel mit niedrigen Beharrungsständen zusammen. Man sieht aus der Abbildung, daß solche für den ganzen Rhein gültigen Beharrungsstände am ersten noch in den Herbst- und Wintermonaten zu erwarten sind. Wie aus Abb. 1 ohne weiteres zu erkennen ist, liegen aber die niedrigen Wasserstände im Spätsommer und Herbst am Oberrhein verhältnismäßig höher als am Niederrhein. In den eigentlichen Wintermonaten stimmen die Niedrigwasserstände am Oberrhein und Niederrhein besser miteinander überein. Wie verschieden sich die Herbst- und Winterbeharrungsstände verhalten, zeigt auch folgender Vergleich der Beharrungsstände von Ende Oktober bis Anfang November 1910 und vom Februar 1911, die zwischen Koblenz und Düsseldorf fast genau miteinander übereinstimmen. Stromauf steigt der Herbststand erheblich über den Winterstand, stromab fällt er darunter.

Niedrige Beharrungsstände (Meter am Pegel).

Pegel	Oktober-November 1910	Februar 1911	Unterschied 2 u. 3
1	2	3	4
Waldshut	+ 2,01	+ 1,55	+ 0,46
Kehl	+ 2,17	+ 1,79	+ 0,38
Maximiliansau	+ 3,39	+ 2,98	+ 0,41
Mannheim	+ 2,57	+ 2,19	+ 0,38
Mainz	+ 0,47	+ 0,31	+ 0,16
Bingen	+ 1,31	+ 1,22	+ 0,09
Kaub	+ 1,47	+ 1,36	+ 0,11
Koblenz	+ 1,59	+ 1,63	— 0,04
Andernach	+ 1,94	+ 1,97	— 0,03
Köln	+ 1,27	+ 1,31	— 0,04
Düsseldorf	+ 1,07	+ 1,11	— 0,04
Ruhrort	+ 0,41	+ 0,51	— 0,10
Emmerich	+ 0,89	+ 1,03	— 0,14

Nun treten aber niedrige Beharrungsstände nur selten gleichzeitig am ganzen Rhein auf, und die wenigen, die vorkommen, liegen fast alle im Spätsommer und Herbst. Wenn man niedrige Beharrungswasserstände an den verschiedenen Pegeln des ganzen Rheins einander zuordnen will, ist man also wegen der geringen Zahl der verfügbaren Fälle stark von zufälligen Schwankungen abhängig, und man muß außerdem erwarten, daß man für den Oberrhein im Vergleich zum Niederrhein zu hohe Wasserstände erhält. Wollte man nur die winterlichen Beharrungsstände benutzen, so würden wegen der sehr geringen Zahl dieser Fälle die zufälligen Fehler viel zu groß werden.

Der Rhein ist ein besonders lehrreiches Beispiel dafür, daß die Wasserstände an den verschiedenen Pegeln eines Flusses nicht in dem Sinne als gleichwertig einander zugeordnet werden können, daß stets einem bestimmten Wasserstand an einem Pegel ein ganz bestimmter Wasserstand an einem anderen Pegel entspricht. Der Begriff der gleichwertigen Wasserstände kann daher nicht nach rein mathematischen Gesichtspunkten festgelegt werden, und der Zweck, der im einzelnen Falle verfolgt wird, gewinnt entscheidenden Einfluß. Die für die Schiffahrt maßgebenden gleichwertigen oder Regulierungswasserstände wird man nach anderen Grundsätzen bestimmen müssen als die gleichwertigen Hochwasserstände, die man bei der Hochwasservoraussage verwendet. Sind die einzelnen Strecken eines schiffbaren Flusses so sehr voneinander verschieden wie der Oberrhein und Niederrhein, so ist die durchschnittliche Dauer der Schiffahrt der einzige Maßstab, nach dem man gleichwertige Regulierungswasserstände für den ganzen Fluß festsetzen kann. Man wird also solche Niedrigwasserstände zu bestimmen haben, die an allen Pegeln durchschnittlich innerhalb eines Jahres gleich häufig unterschritten werden. Tage, an denen die Schiffahrt durch Eis gestört war, sind dabei nicht mitzuzählen.

Schon im Jahre 1849 bei der ersten Vereinbarung über gleichwertige Regulierungswasserstände für den ganzen Rhein hat man diesen Gedanken angewandt. Man wählte denjenigen Wasserstand als maßgebend, der durchschnittlich an zehn Tagen im Jahre unterschritten wurde. Im Jahrzehnt 1839/1848 war der Wasserstand von + 1,50 m am Pegel in Köln jährlich durchschnittlich an 15 und nach Abzug der Tage mit Eis an 10 Tagen unterschritten worden. Da am Pegel in Köln bis ungefähr zum Jahre 1890 keine Änderungen eingetreten sind, war er lange Zeit gut als Ausgangspunkt geeignet. Man fand aber später, daß das Jahrzehnt 1839/1848 verhältnismäßig feucht gewesen war und daß im langjährigen Durchschnitt der Wasserstand + 1,50 m in Köln an mehr als zehn eisfreien Tagen unterschritten worden ist. Berücksichtigt man die Senkungen, die seit 1890 in Köln eingetreten sind, so findet man, daß die Wasserführung, die vor 1890 dem Wasserstande + 1,50 m entsprach, in der 89jährigen Reihe 1817/1905 an 20,7 eisfreien Tagen unterschritten worden ist. Tatsächlich war also für die Vereinbarungen von 1849 nicht die zehntägige, sondern die ungefähr zwanzigtägige Unterschreitung maßgebend.

Von den Vereinbarungen von 1849 hat man später zwar den Wasserstand von + 1,50 m am Pegel in Köln, nicht aber den maßgebenden Grundsatz der gleichen Unterschreitungsdauer an allen Pegeln festgehalten. Auf der Konferenz der Techniker der Uferstaaten vom 1. Oktober 1885 hat man die Regulierungswasserstände aus Beharrungsständen der Jahresreihe 1853/1881 abgeleitet. Dazu hat man am Mittel- und Niederrhein 12 Beharrungsstände aus den Herbstmonaten September bis November und einen aus dem Februar benutzt. Am Oberrhein kamen noch zwei Beharrungsstände aus dem Sommer und einer aus dem Winter (Dezember) hinzu. Die Herbstform der Beharrungsstände überwog also erheblich. Die Folge war, daß mit zunehmender Entfernung von Köln stromaufwärts wachsend zu hohe und stromabwärts zu niedrige Wasserstände bestimmt wurden.

Die Festsetzung von 1885 enthielt aber an verschiedenen Pegeln noch einen anderen Fehler, der nicht minder bedeutsam ist. Die Sohle eines Flusses ist selten im Gleichgewicht. Längere Zeit dauernde Hebungen oder Senkungen sind eine häufige Erscheinung. Infolgedessen können sich auch im Laufe der Jahre die Wasserstände ändern, die einer bestimmten Wasserführung entsprechen. Diese Änderungen muß man bei der Festsetzung der gleichwertigen Wasserstände berücksichtigen. Im Jahre 1885 hat man aber die arithmetischen Mittel von 16 Beharrungsständen aus einer 29jährigen Reihe benutzt, ohne auf Hebungen oder Senkungen des Wasserspiegels zu achten. Wo in dieser Zeit Senkungen vorgekommen waren, fand man also zu hohe, und wo Hebungen vorgekommen waren, zu niedrige Wasserstände.

Im Jahre 1908 wurden die gleichwertigen Schiffahrtwasserstände von Straßburg bis Bommel in Holland auf Grund eines Gutachtens der preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde vom 19. August 1907 neu festgesetzt. Die Landesanstalt ist wieder zu dem Grundsatze von 1849 zurückgekehrt und hat für den ganzen Rhein Wasserstände gleicher Unterschreitungsdauer ermittelt. Sie hat für die Jahresreihe 1886 bis 1905 von Jahrfünft zu Jahrfünft die Wasserstandsdauerlinien für jeden einzelnen Pegel bestimmt, wobei alle Tage ausgeschieden wurden, an denen die Wasserstandsbeziehungen der Pegel auf dem ganzen untersuchten Stromlauf oder auch nur auf einem Teil durch treibendes oder stehendes Eis in nachweisbarem Maße gestört waren. Sodann wurden für jedes einzelne Jahrfünft Bezugslinien der Wasserstände zwischen je zwei benachbarten Pegeln in der Weise gezeichnet, daß immer die Wasserstände gleicher Unterschreitungsdauer einander zugeordnet wurden. Endlich wurden die Wasserstände sämtlicher Pegel auf einen Richtpegel bezogen. Hierzu wurde der Pegel Andernach gewählt, weil sich aus einer besonderen Untersuchung ergeben hatte, daß in seiner Gegend innerhalb der untersuchten zwanzigjährigen Reihe das Strombett sich nicht wesentlich geändert hatte. Nach einem sorgfältigen Ausgleich der Bezugslinien, zu dem außer den Bezugslinien für das ganze Abflußjahr vom 1. November bis 31. Oktober auch die Bezugslinien für die Halbjahre jedes Jahrfünftes benutzt wurden, hat man endlich diejenigen Wasserstände, die nach den Jahreslinien des Jahrfünftes 1901 bis 1905 an allen Pegeln gleich lang unterschritten worden sind, einander zugeordnet.

Diese gleichwertigen Wasserstände mußten nach dem Verhalten des letzten verfügbaren Jahrfünftes 1901/1905 bestimmt werden, weil innerhalb des ganzen zwanzigjährigen Zeitabschnitts an einzelnen Pegeln Hebungen und Senkungen vorgekommen sein konnten und die Wasserstände, die innerhalb der zwanzigjährigen Reihe an allen Pegeln gleich lang unterschritten worden waren, nicht ohne weiteres als gleichwertig gelten durften.

Aus den so ermittelten Reihen von gleichwertigen Wasserständen des Jahrfünftes 1901/1905 waren nunmehr die gleichwertigen Regulierungswasserstände auszuwählen. Hierbei durfte man nicht ohne weiteres die Unterschreitungsdauer von 20 Tagen im Jahrfünft 1901 bis 1905 als ausschlaggebend betrachten, sondern man mußte diejenige Wasserführung zugrunde legen, die im langjährigen Durchschnitt an 20 Tagen unterschritten wird, wenn man die ursprüngliche Bedeutung des Regulierungswasserstandes beibehalten wollte. Während bis ungefähr zum Jahre 1890 bei Köln keine Änderung eingetreten war, hatten sich hier die Wasserstände bis 1901/1905 um 28 cm gesenkt. Der Wasserstand + 1,50 m hatte also seine alte Bedeutung verloren, und der 20tägigen Unterscheidung entsprach nunmehr der Wasserstand + 1,22 m am Pegel Köln. Der Wasserstand + 1,50 m gehörte dagegen im Mittel des Jahrfünftes 1901/1905 zu derjenigen Wasserführung, die im langjährigen Durchschnitt an 47 eisfreien Tagen unterschritten wird. Die Landesanstalt hat endlich zwei Reihen gleichwertiger Wasserstände für 1901/1905 bestimmt, von denen die eine dem alten Wasserstande + 1,50 m und die andere dem Wasserstande + 1,22 m in Köln entsprach. Die mit 1,50 m gleichwertigen, an 47 Tagen unterschrittenen Wasserstände wurden später als „Gleichwertiger Wasserstand 1908" (Gl W 1908) und die zu + 1,22 m gleichwertigen Wasserstände als „Regulierungswasserstand 1908" (RW 1908) bezeichnet. Da aber die festgesetzten Wasserstände nicht dem Sohlenzustande von 1908, sondern dem mittleren Sohlenzustande von 1901/1905 entsprechen, sind die Bezeichnungen Gl W 1901/1905 und RW 1901/1905 sachlich richtiger

Eine nähere Prüfung der vier untersuchten Jahrfünfte ergab, daß die Unterschreitungsdauer der niedrigen Wasserstände in den Jahrfünften 1886/1890 und 1901/1905 ungefähr normal, im Jahrfünft 1891/1895 dagegen etwas größer und 1896/1900 wesentlich größer als in der langjährigen Reihe 1817/1905 war. Daß das entscheidende Jahrfünft 1901/1905 ungefähr normal war, ist ein günstiger Zufall, der die Zuverlässigkeit des ganzen Verfahrens erhöht, aber keine notwendige Bedingung. Denn das Jahrfünft 1901/1905 ist nur dazu benutzt worden, um die Beziehungen zwischen den Wasserständen an den einzelnen Pegeln festzustellen. An wieviel Tagen die Wasserstände + 1,50 m und + 1,22 m am Pegel in Köln im Jahrfünft 1901/1905 tatsächlich unterschritten worden sind, war dagegen gleichgültig. Sie sind lediglich nach der Unterschreitungsdauer, die ihnen im langjährigen Durchschnitt unter Berücksichtigung der vorgekommenen Hebungen und Senkungen zukommt, ausgewählt worden.

Die Untersuchung der Landesanstalt hatte ergeben, daß sich das Flußbett von 1885 bis 1905 an fast allen Pegeln geändert hatte. Mit solchen Änderungen muß auch in Zukunft gerechnet werden, und die Regulierungswasserstände müssen deshalb von Zeit zu Zeit neu festgesetzt werden. In einem Gutachten vom 20. Juni 1923 hat die Landesanstalt für Gewässerkunde neue Vorschläge gemacht. Sie hat ihre Untersuchungen stromaufwärts bis nach Waldshut ausgedehnt und die gleichwertigen Wasserstände für das Jahrfünft 1916/1920 ermittelt. Es kam diesmal nur darauf an, die seit 1901/1905 an den einzelnen Pegeln eingetretenen Hebungen und Senkungen festzustellen. Hierzu sind wieder wie bei der Ermittlung von 1907 Bezugslinien der Wasserstände gleicher Dauer benutzt worden. Die Ergebnisse konnten bei Basel, Kaub, Andernach, Linz, Köln, Düsseldorf und Emmerich an Abflußmengenlinien geprüft werden. Hierbei ergab sich nur bei Basel eine nennenswerte Abweichung. Nach den Bezugslinien wurde dort die Senkung zu 37,4 cm gefunden, während sie nach den Angaben des schweizerischen Amtes für Wasserwirtschaft auf Grund von Abflußmengenmessungen nur 28,5 cm betragen sollte. Dieser Wert wurde als richtig angenommen und der Unterschied von 8,9 cm auf der Strecke zwischen Basel und Kaub, wo sowohl nach den Bezugslinien als auch nach den Abflußmengenmessungen bis 1920 fast keine Änderung eingetreten ist, ausgeglichen.

Die Landesanstalt hat auch im zweiten Gutachten die gleichwertigen Wasserstände für 20 und für 47 eisfreie Tage ermittelt. Die Rheinschiffahrtkommission hat beschlossen, die Wasserstände von 47 tägiger Unterschreitungsdauer als Regulierungswasserstände einzuführen. Nach dem Vorschlage der Landesanstalt sind sie zweckmäßig als „Gleichwertiger Wasserstand 1916/1920“ (Gl W 1916/1920) zu bezeichnen.

In der folgenden Tafel sind die Regulierungswasserstände von 1885, die von der Landesanstalt ermittelten Regulierungswasserstände (RW) mit 20tägiger Unterschreitungsdauer 1886/1890 und 1901/1905 sowie die „Gleichwertigen Wasserstände“ (Gl W) mit 47 tägiger Unterschreitungsdauer 1901/1905 und 1916/1920 miteinander verglichen.

Die Unterschiede in den Spalten 8 und 9 sind wirkliche Hebungen und Senkungen, während in Spalte 7 noch die übrigen Fehler der Ermittlung von 1885 hinzukommen. Von dem Unterschied von 0,82 m bei Mannheim fallen zum Beispiel nach den Untersuchungen der Landesanstalt 0,47 m auf die ungenügende Berücksichtigung der Senkung des Wasserspiegels zwischen 1853 und 1881 und 0,35 m auf den Umstand, daß man damals vorwiegend Beharrungswasserstände aus den Herbstmonaten benutzt hat und infolgedessen am Oberrhein zu hohe Wasserstände finden mußte. Bei Maxau ist in der Jahresreihe 1876/1895 der Wasserstand + 2,90 m an 24 Tagen jährlich unterschritten worden. Zieht man die Störungen durch Eis in dem oben angedeuteten Sinne ab, so kommt man auf ungefähr 20 Tage. Da innerhalb dieser Zeit bei Maxau nur ganz geringfügige Änderungen vorgekommen sind, war im Jahre 1885 dieser Wasserstand gleichwertig mit + 1,50 m am Pegel Köln. Nach der Tafel der gleichwertigen Wasserstände ist also der Regulierungswasserstand von 1885 um 3,20 — 2,90 = 0,30 m zu hoch festgesetzt worden.

Gleichwertige Wasserstände des Rheins.

Pegel	Regulierungswasserstand 1885	RW (20 Tage Unterschreitung)		Gl W (47 Tage Unterschreitung)		Unterschiede		
		1886/90	1901/05	1901/05	1916/20	Spalte 3–2	Spalte 4–3	Spalte 6–5
	m. a. P.	m. a. P.	m. a. P.	m. a. P.	m. a. P.	m	m	m
1	2	3	4	5	6	7	8	9
Waldshut . . .	—	—	1,55	1,73	1,88	—	—	+0,15
Basel	—	—	0,22	0,42	0,13	—	—	—0,29
Breisach . . .	—	—	1,38	1,65	1,31	—	—	—0,34
Rheinau . . .	—	—	2,27	2,47	2,76	—	—	+0,29
Straßburg . .	2,30	1,83	1,56	1,79	1,91	—0,47	—0,27	+0,12
Maxau	3,20	2,90	2,98	3,13	3,42	—0,30	+0,08	+0,29
Speyer . . .	3,30	2,45	2,30	2,53	2,55	—0,85	—0,15	+0,02
Mannheim . .	3,35	2,53	2,25	2,49	2,30	—0,82	—0,28	—0,19
Worms . . .	—	0,08	—0,37	—0,14	—0,43	—	—0,45	—0,29
Kostheim . .	—	—	—0,10	0,12	—0,07	—	—	—0,19
Mainz	0,70	0,51	0,25	0,45	0,28	—0,19	—0,26	—0,17
Bingen . . .	1,25	1,16	1,11	1,28	1,35	—0,09	—0,05	+0,07
Trechtinghausen	—	—	1,12	1,30	1,32	—	—	+0,02
Kaub	1,30	1,23	1,24	1,43	1,44	—0,07	+0,01	+0,01
Oberlahnstein .	—	1,65	1,61	1,86	1,83	—	—0,04	—0,03
Koblenz . . .	1,70	1,67	1,54	1,73	1,62	—0,03	—0,13	—0,11
Andernach . .	—	1,75	1,75	2,00	1,93	—	±0	—0,07
Linz	—	1,50	1,48	1,76	1,64	—	—0,02	—0,12
Köln	1,50	1,50	1,22	1,50	1,27	±0	—0,28	—0,23
Düsseldorf . .	1,35	1,39	1,01	1,29	1,01	+0,04	—0,38	—0,28
Ruhrort . . .	1,00	0,85	0,60	0,91	0,31	—0,15	—0,25	—0,60
Emmerich . .	0,90	0,67	0,68	1,03	0,92	—0,23	+0,01	—0,11
Nymwegen . .	7,60	7,54	7,30	7,60	7.73	—0,06	—0,24	+0,13
Tiel	4,55	4,44	3,84	4,13	4,17	—0,11	—0,60	+0,04
Bommel . . .	2,25	2,24	1,91	2,16	1,89	—0,01	—0,33	—0,27

Da die gleichwertigen Wasserstände auch in Zukunft von Zeit zu Zeit neu festgesetzt werden müssen, war es erwünscht, hierfür einen unveränderlichen Maßstab zu finden, der auch die Größe von Hebungen und Senkungen des Flußbettes zuverlässig anzeigt. Das einzige untrügliche Kennzeichen dafür, ob derartige Änderungen auf die Höhe des Wasserstandes an einem Pegel gewirkt haben, ist die Beziehung zwischen Wasserstand und Abflußmenge. Hebungen und Senkungen der gedachten Art sind mit Sicherheit an einer Verschiebung der Abflußmengenlinie des Pegels zu erkennen. Diese Vorstellung liegt mehr oder weniger deutlich allen Erörterungen über die Hebung oder Senkung von Wasserständen zugrunde und war auch bereits für die erste Untersuchung der Landesanstalt über die gleichwertigen Wasserstände des Rheins entscheidend. Die Abflußmenge darf aber auch als unveränderlich gelten, weil sie nach unserer Kenntnis zwar im Laufe der Jahre schwankt, aber innerhalb von Zeiträumen, die für wasserwirtschaftliche Betrachtungen in Frage kommen, nicht einseitig zu- oder abnimmt. Schon im Durchschnitt weniger Jahrzehnte dürfen wir die Abflußmenge als praktisch unveränderlich ansehen. Die Landesanstalt hat deshalb in ihrem zweiten Gutachten vorgeschlagen, an einer bestimmten Zahl von Richtpegeln mit Hilfe von Abflußmengenmessungen die Abflußmengen gleicher Unterschreitungsdauer ein für allemal festzustellen. Die entsprechenden Wasserstände sind dann leicht aus der Abflußmengenlinie zu ermitteln und ebenso leicht zu berichtigen, wenn die Abflußmengenlinie sich ändert. Auch die gleichwertigen Wasserstände an den Zwischenpegeln können leicht eingeschaltet werden. Da inzwischen eine große Menge von Abflußmengenmessungen auf dem Rhein ausgeführt worden ist, können in absehbarer Zeit die gleichwertigen Abflußmengen für den ganzen Rhein bestimmt werden, und dann werden die Schwierigkeiten, die bisher immer wieder bei der Ermittlung der gleichwertigen Wasserstände aufgetreten sind, endgültig überwunden sein. Als gleichwertig ist dabei nach dem Beschluß der Rheinschiffahrtkommission diejenige Abflußmenge anzusehen, die im langjährigen Durchschnitt an 47 eisfreien Tagen eines Jahres unterschritten wird.

In einer Veröffentlichung im „Bauingenieur“ [3]) beschäftigt sich Herr Kupferschmid eingehend mit den neuen gleichwertigen Wasserständen. Er beschränkt sich in dieser Arbeit auf die Strecke von Mainz an abwärts, behandelt aber die Strecke von Basel bis Mannheim in seiner oben bereits erwähnten Arbeit. Bei der Betrachtung des Rheins unterhalb von Mainz berührt er die Grundsätze der beiden Gutachten der Landesanstalt und glaubt, das angewandte Verfahren verwerfen zu müssen. Er bezeichnet „die Vergleichung der Unterschreitungsdauer als ein wenig zuverlässiges und genaues Mittel zur Bestimmung der gleichwertigen Wasserstände“ und kehrt wieder zur Bestimmung aus Beharrungswasserständen zurück. Dabei übersieht er aber, daß es auf dem von ihm gewählten Wege ganz unmöglich ist, für den ganzen Rhein brauchbare gleichwertige Wasserstände zu finden. Auch die von ihm gewählte Aufteilung in die Etappen

Mainz—Bingen, Bingen—Andernach, Andernach—Düsseldorf

nutzt gar nichts. Die von ihm benutzten Beharrungswasserstände fallen zum weitaus größten Teil in den Spätsommer und Herbst. Er bekommt also notwendig von seinem Vergleichspegel aus aufwärts zu hohe und abwärts zu niedrige Wasserstände. Ferner wendet er sich gegen die Aufteilung in Jahrfünfte. Er bringt von sechs Pegeln Wasserstandsdauerlinien für je zehn Jahrfünfte und weist darauf hin, daß „sich zum Beispiel für Mainz bei einer 40tägigen Unterschreitung Pegelstände zwischen 1 cm und 43 cm, für Kaub bei einer 30tägigen Unterschreitung solche zwischen 100 cm und 144 cm ergeben. Er meint, „ein rechnungsmäßiger Nachweis dafür, daß eine der zehn Dauerlinien und welche die richtige sei, dürfte wohl nicht zu erbringen, die Wahl des Vergleichsjahrfünfts also mehr oder weniger Gefühlssache sein“. Das ist ein Irrtum. Für jeden Pegel, von dem man weiß, daß keine Änderungen eingetreten sind oder an dem die Änderungen bekannt sind, kann man eine einwandfreie langfristige Dauerlinie festlegen und sodann diejenige Jahrfünftlinie aussuchen, die ihr am nächsten kommt. (Schluß folgt.)

[3]) „Der für den Ausbau der Rheinwasserstraße maßgebende Wasserstand“. Von Oberbaurat Dr.-Ing. ehr. Kupferschmid, Karlsruhe. „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 28, S. 503.

Alle Rechte vorbehalten.

Einige neuere Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken.

Vortrag, gehalten von Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. **Walter Nakonz,** Vorstandsmitglied der Beton- u. Monierbau-A.-G., auf der 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in München.

Die Braunkohlengruben in der Lausitz sind im Laufe der letzten Jahre immer mehr zu der sogenannten Großraumförderung übergegangen. Die Tagebaue, die ursprünglich in unmittelbarer Nähe der Brikettfabriken lagen, waren allmählich ausgebeutet; es mußten in größerer Entfernung von ihnen neue Tagebaue erschlossen werden. Der Transport der Rohbraunkohle, die in den Tagebauen mittels großer Bagger gewonnen wird, geschieht nach der Fabrik bei geringer Entfernung zwischen dieser und der Grube im allgemeinen mit einer Kettenbahn. Bei den jetzt häufiger vorkommenden größeren Entfernungen ist die Kettenbahn jedoch nicht mehr genügend leistungsfähig und unwirtschaftlich. Sie wird durch die sogenannte Großraumförderung ersetzt, bei der die Rohbraunkohle in großräumigen Selbstkippern befördert wird.

Auf ihrer Grube Eva-Renate hat die Ilse-Bergbau-A.-G. im Jahre 1927 die Großraumförderung eingerichtet. In unmittelbarer Nähe der Brikettfabriken ist ein Bunker gebaut worden, in dem die mit den Zügen ankommende Rohbraunkohle gesammelt wird, um mit Hilfe von Bändern auf die Fabriken verteilt zu werden.

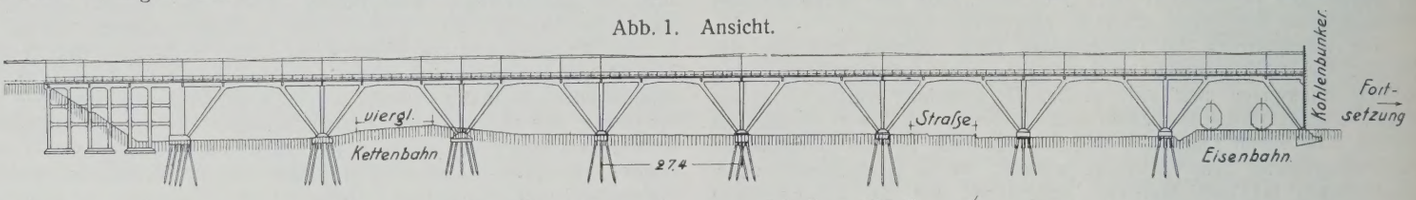
Die Zufahrt zu dem Bunker geschieht auf dem Fabrikgelände durch eine Hochbahn, außerhalb durch eine Dammschüttung. Die Hochbahn weist manche Sonderheiten auf und möge daher kurz beschrieben werden. Abb. 1 bis 6 zeigen das Bauwerk im Längsschnitt, Grundriß und Querschnitten. Die Schienenoberkante liegt rd. 11 m über Gelände. Außer der viergleisigen Kettenbahn zwischen dem früheren Tagebau und der Fabrik quert die Hochbahn mehrere Straßen und Anschlußgleise. Sie ist auf dem größten Teil der Strecke eingleisig, etwa 50 m vor dem Kohlenbunker wird sie zweigleisig. Hinter dem Kohlenbunker liegt noch eine etwa 50 m lange Ausstoßbrücke. Die auf der Hochbahn verlegten Gleise haben 90 cm Spurweite. Der Berechnung zugrunde gelegt ist als größte Verkehrslast eine elektrische 50-t-Lokomotive mit 12,5 t Achsdruck. Die Selbstentlader von 16 m³ Inhalt haben einen etwas geringeren Achsdruck von 8,0 t.

Die Untergrundverhältnisse waren auf der Strecke zwischen dem Bunker und dem Anschlußdamm schlecht und machten dort eine Gründung auf Eisenbetonpfählen erforderlich. Eingehende Untersuchungen der für die Ausbildung des Tragwerkes bestehenden Möglichkeiten führten zu den in Abb. 1 dargestellten Sprengwerken von 27,4 m Spannweite; sie erwiesen sich bei der Höhe der Brücke besonders vorteilhaft, um die beträchtlichen Bremskräfte auf die Fundamente zu übertragen. Die verhältnismäßig große Spannweite ergab sich aus der Überlegung, bei den schlechten Untergrundverhältnissen die Fundamente möglichst zusammenzufassen. Die Pfahlgründung versagte beim Beginn der Kohlenhochbahn an dem Übergange zur Dammstrecke. An dieser Stelle befand sich früher ein alter Tagebau, der später mit Kohlenschlamm zugefüllt worden war. Bei dem Versuche, den Kohlenschlamm mit Eisenbetonpfählen zu durchrammen, erwies sich dieser als so elastisch, daß es unmöglich war, die Pfähle hindurchzubekommen. Sie federten nach jedem Schlage des schweren Dampf-Rammbären fast ebensoviel zurück, wie sie durch den Schlag eingepreßt wurden. Aus diesem Grunde mußte dort die Pfahlgründung verlassen werden, und es wurde eine Eisenbetonjochbrücke gewählt, bei der die größten Bodenpressungen unter den Fundamentplatten nur 1,30 kg/cm² betrugen. Es bestand von vornherein Klarheit darüber, daß sich die Jochbrücke zunächst stark setzen würde. Die Auflösung in einzelne in sich genügend steife Gerüstpfeiler machte die Setzungen für das Bauwerk unschädlich; der Bahnkörper brauchte später nur um das Maß der Setzung wieder gehoben zu werden (Abb. 2). Tatsächlich ergaben sich bei Schüttung des Anschlußdammes Setzungen bis zu 40 cm. Die leichten Verbindungsbalken zwischen den Gerüstpfeilern, die, ohne konstruktive Bedeutung, nur den gegenseitigen Abstand der Gerüstpfeiler sichern sollten, brachen, wie erwartet, und wurden, nachdem die Setzungen verhältnismäßig schnell zur Ruhe gekommen waren, wieder ausgebessert. Die Gerüstpfeiler selbst erlitten trotz der ungewöhnlichen Setzungen nicht den kleinsten Schaden.

Dem Eisenbetonbau wird häufiger vorgeworfen, daß er infolge seiner starren Ausbildung gegen Setzungen der Fundamente besonders empfindlich ist. Hier ist ein Beispiel dafür, daß auch bei starken Setzungen der Eisenbetonbau durchaus am Platze ist; nur muß das Tragwerk von vornherein entsprechend ausgebildet werden.

Bei der Ausstoßbrücke hinter dem Kohlenbunker war eine künstliche Gründung nicht mehr notwendig; eine gewöhnliche Balkenbrücke mit statisch bestimmter Lagerung ergab sich dort als die wirtschaftlichste Lösung. Der Schlußpfeiler ist als Bremspfeiler ausgebildet worden und hat als solcher seine Feuerprobe schon erfolgreich bestanden. Abb. 7 bis 12 zeigen die Lehrgerüste für die zweigleisige Sprengwerkstrecke vor dem Kohlenbunker; in Abb. 7 ist außerdem für die eine Hälfte eines Sprengwerkes die Eisenbewehrung eingetragen. Abb. 13 u. 14 sind Teil-

Abb. 1. Ansicht.



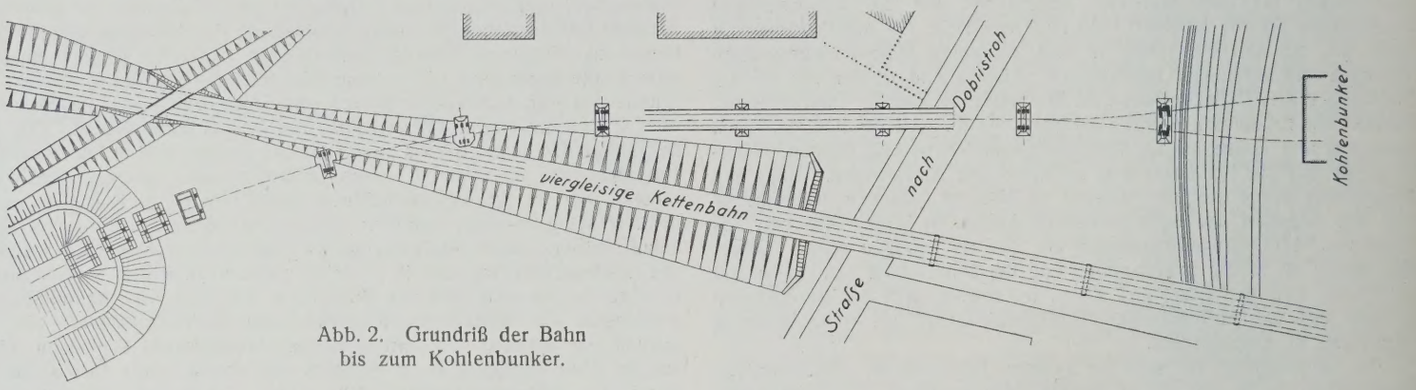
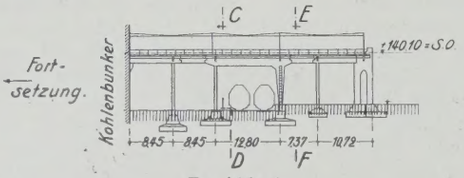
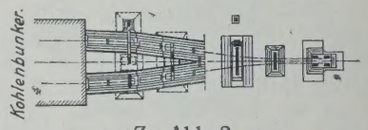


Abb. 2. Grundriß der Bahn bis zum Kohlenbunker.



Zu Abb. 1.

Abb. 1 u. 2.
Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Eva-Renate.



Zu Abb. 2.

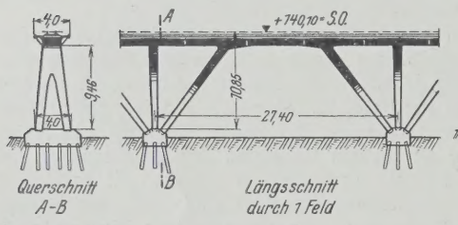


Abb. 3.

Abb. 4.

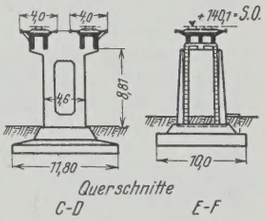


Abb. 5.

Abb. 6.

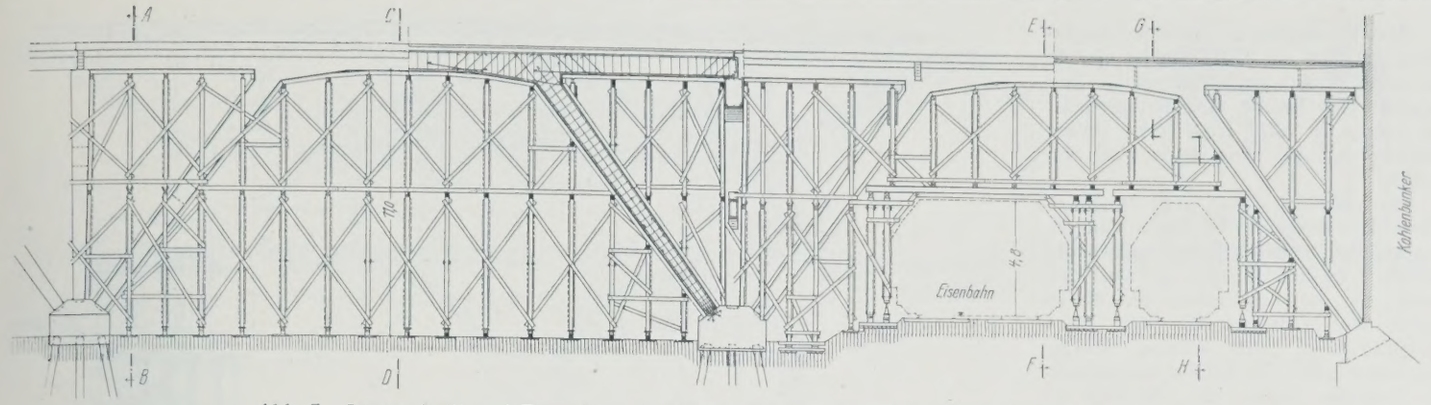


Abb. 7. Längsschnitt und Einrüstung der beiden zweigleisigen Felder vor dem Kohlenbunker.

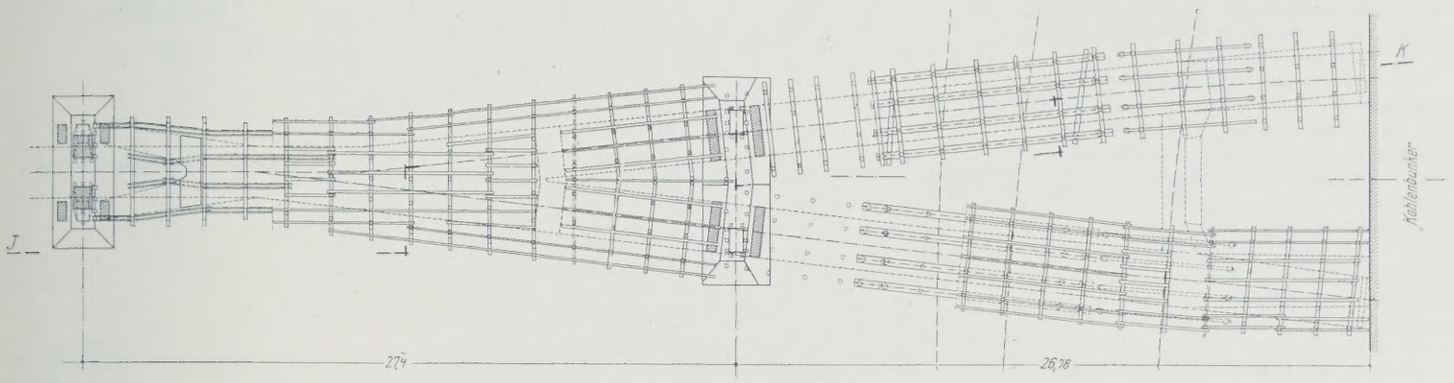


Abb. 8. Ansicht *J—K*.

Querschnitte

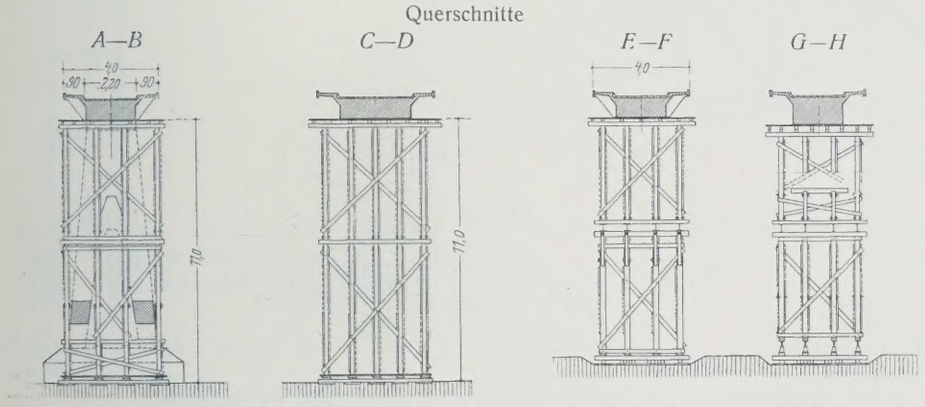


Abb. 9. Abb. 10. Abb. 11. Abb. 12.

Abb. 7 bis 12. Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Eva-Renate.

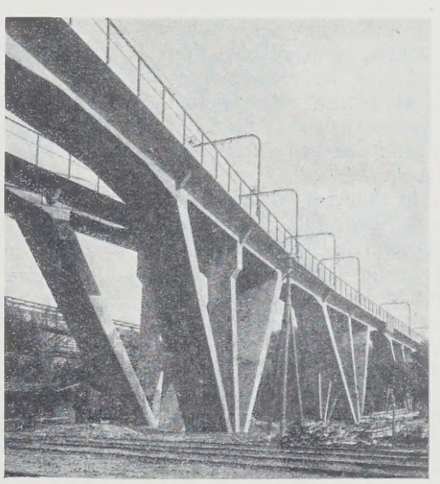


Abb. 14.

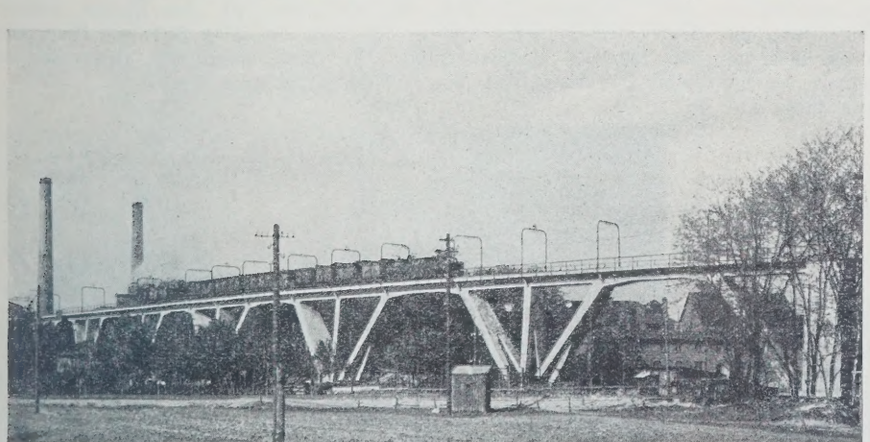


Abb. 13. Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Eva-Renate.

aufnahmen von der fertigen Bahnstrecke und lassen deutlich erkennen, daß die im Eisenbetonbau etwas ungewöhnlichen Sprengwerke schön und sehr leicht wirken. Abb. 14 insbesondere gibt die Stelle wieder, wo die eingleisige Strecke vor dem Bunker in die zweigleisige Strecke übergeht.

In den nächsten Abb. 15 bis 19 ist die Straßenbrücke über die Unterhäupter der beiden Schachtschleusen Anderten bei Hannover dargestellt. Es sind fünf halbkreisförmige Gewölbe von je 17,5 m Spannweite vohanden. Ihre große Höhe erklärt sich durch das hohe Gefälle der beiden Schleusen von 15 m. Die soeben fertiggestellte Brücke weist keine besonderen konstruktiven Schwierigkeiten auf. Bemerkenswert ist indessen die Verwendung eines eisernen Lehrgerüstes.

Bei fünf gleichen Öffnungen lag es nahe, nur ein und dasselbe Lehrgerüst zu verwenden und dieses fünfmal hintereinander zu benutzen. Für die Herstellung der beiden Schleusen und auch der Unterhauptbrücke standen zwei fahrbare Kabelkrane mit einer Tragkraft von je 2,6 t zur Verfügung. Um die Kabelkrane auch für das Umsetzen des Lehrgerüstes nutzbar zu machen, durften dessen Teile nicht schwerer als 2,6 t sein. Aus diesem Grunde werden eiserne Lehrgerüstbinder gewählt, die im Gewicht leichter als hölzerne auszubilden waren. Im ganzen waren für ein rd. 8 m breites Gewölbe 10 Lehrgerüstbinder erforderlich, die paarweise gemäß Abb. 19 miteinander verbunden waren. Der Unterbau der Lehrgerüstbinder bestand aus einem schweren Pfahljoch auf jeder Seite, das so lang war, daß ein Doppelbinder nach dem Ausrüsten des Gewölbes unter dem Gewölbe herausgefahren und von dem Kabelkran ergriffen werden konnte, der ihn dann in der nächsten Öffnung gleich wieder einsetzte.

Abb. 20 zeigt einen derartigen Augenblick, in dem ein Doppelbinder gerade von einem Kabelkran versetzt wird. Drei Gewölbe der Brücke sind fertiggestellt; das Lehrgerüst wird unter dem dritten Gewölbe entfernt, das vierte wird eingerüstet.

Ein ebenfalls etwas ungewöhnlicher Lehrgerüsttransport ist bei den in Abb. 21 dargestellten beiden Brücken angewendet worden. Es handelt sich um zwei Gewölbe, die im Zuge einer rd. 700 m langen Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Marga angeordnet sind. Die beiden eingespannten Gewölbe liegen, wie die Abb. 22 bis 24 erkennen lassen, nebeneinander. Sie haben vollkommen gleiche Abmessungen und zwar eine Spannweite von 25,4 m bei 6,6 m Pfeilhöhe.

Es war möglich, die Bogen zeitlich hintereinander herzustellen, so daß sich von selbst die Lösung ergab, nur ein Gewölbe einzurüsten und dasselbe Lehrgerüst für das zweite noch einmal zu verwenden. In einfacher Weise geschah dies dadurch, daß das Lehrgerüst nach dem Erhärten des ersten Gewölbes auf Walzen abgelassen wurde. Mittels dieser wurde das Lehrgerüst parallel zu sich selbst nach der zweiten Öffnung verschoben und dort wieder auf Spindeln gesetzt. Das Ausrüsten des ersten Gewölbes, die seitliche Verschiebung des Lehrgerüstes und das Einrüsten des zweiten Gewölbes nahmen insgesamt nur eine Zeit von 10 Stunden in Anspruch.

In ähnlicher Weise ist bei der in den Abb. 25 bis 29 dargestellten Unterführung an Kosten für das Lehrgerüst gespart worden. Das Bauwerk liegt in Pommerensdorf bei Stettin, ist von der Reichsbahndirektion Stettin errichtet und führt eine Straße mit Kleinbahn unter den neuen Bahnanlagen hindurch. Der Tunnel ist noch nicht in seiner ganzen Länge aus gebaut. Vorläufig kreuzen ihn nur drei Staatsbahngleise, während es nach vollem Ausbau neun Gleise sein werden. Der tragfähige Baugrund liegt erst in größerer Tiefe, so daß das ganze Bauwerk auf hölzerne Pfähle gesetzt worden ist. Die lichte Breite des Tunnels beträgt 16 m, seine lichte Höhe 11,74 m; eine ausreichende Beleuchtung wird durch das Licht, das von den großen Stirnflächen aus einfällt, und durch zwei Lichtschächte erzielt, die oben zwischen den Gleisen münden. Unter den Kämpfern wird in der Sohle auf jeder Seite ein Bach durch das Bauwerk hindurchgeführt. Die Abmessungen des Bauwerkes und seine Bewehrung sind den Abbildungen zu entnehmen.

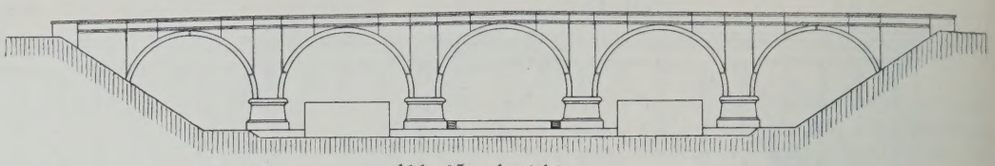


Abb. 15. Ansicht.

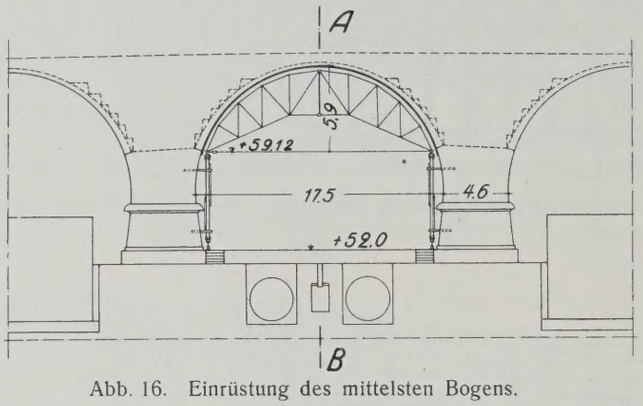


Abb. 16. Einrüstung des mittelsten Bogens.

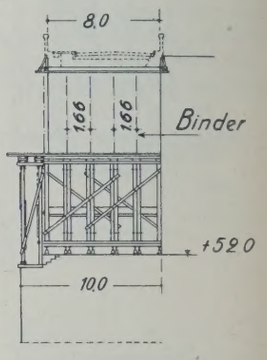


Abb. 17. Querschnitt *A—B*.

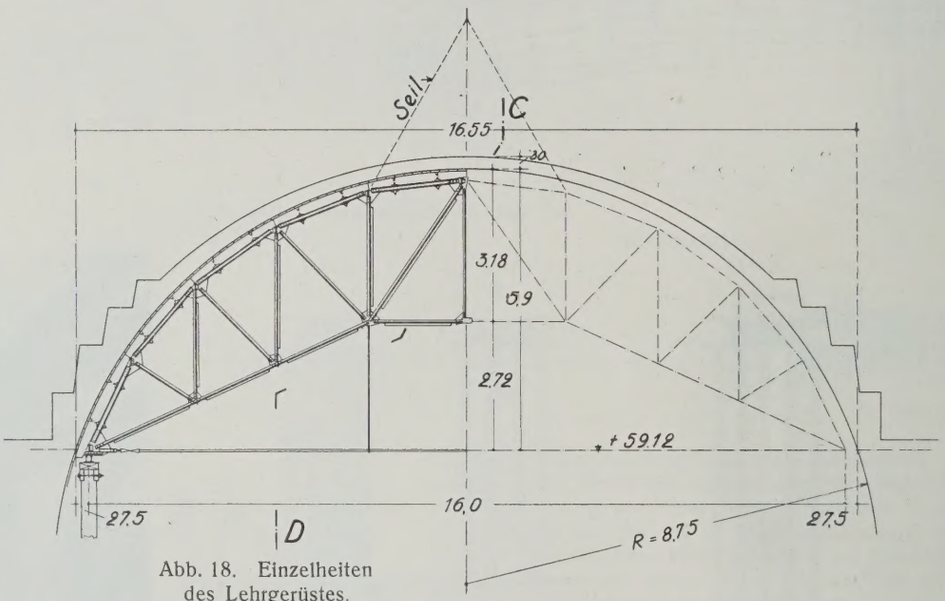


Abb. 18. Einzelheiten des Lehrgerüstes.

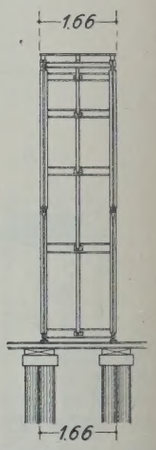


Abb. 19. Querschnitt eines Doppelbinders.

Abb. 15 bis 19. Straßenbrücke über die Unterhäupter der Schachtschleuse Anderten.

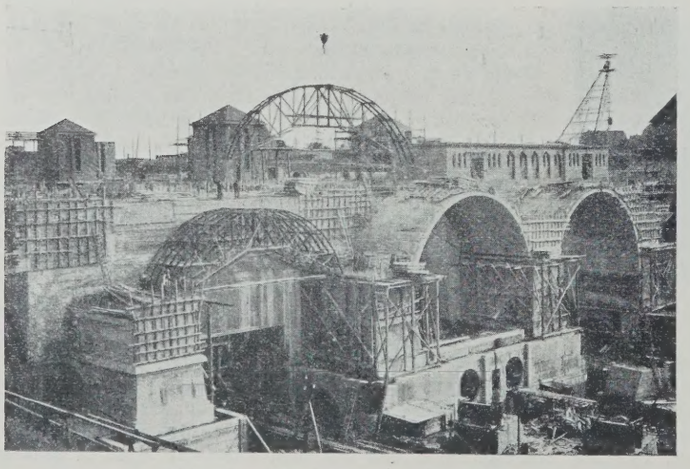


Abb. 20. Schachtschleuse Anderten.

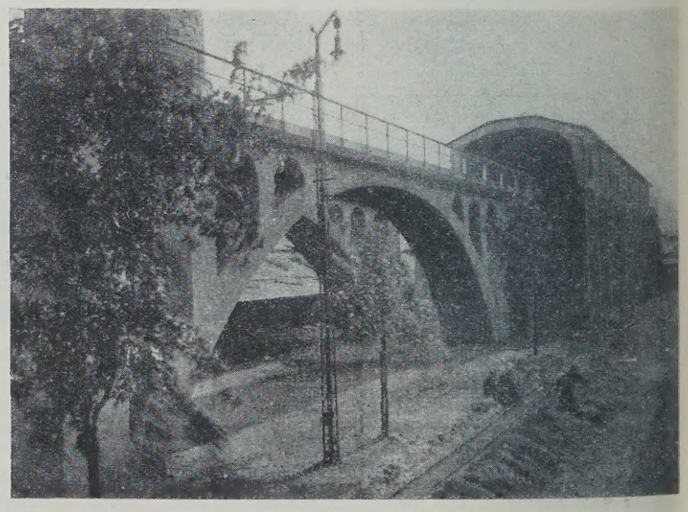
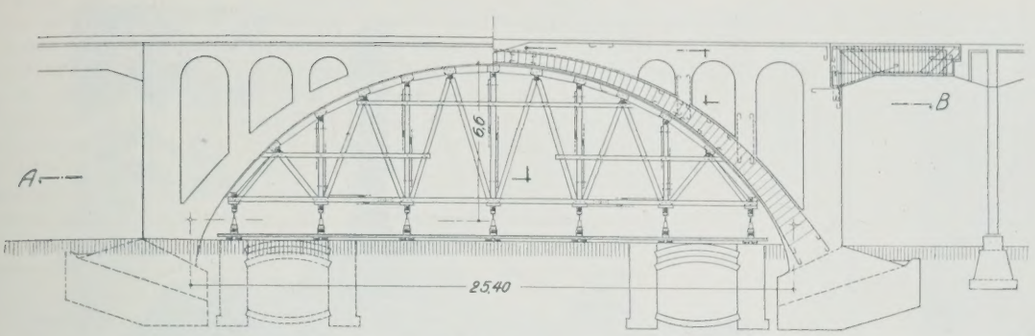


Abb. 21. Kohlenhochbahn auf Grube Marga.



Ansicht. Abb. 22. Längsschnitt.

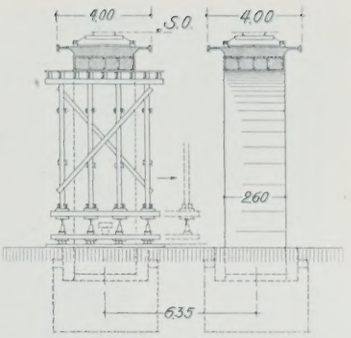


Abb. 23.

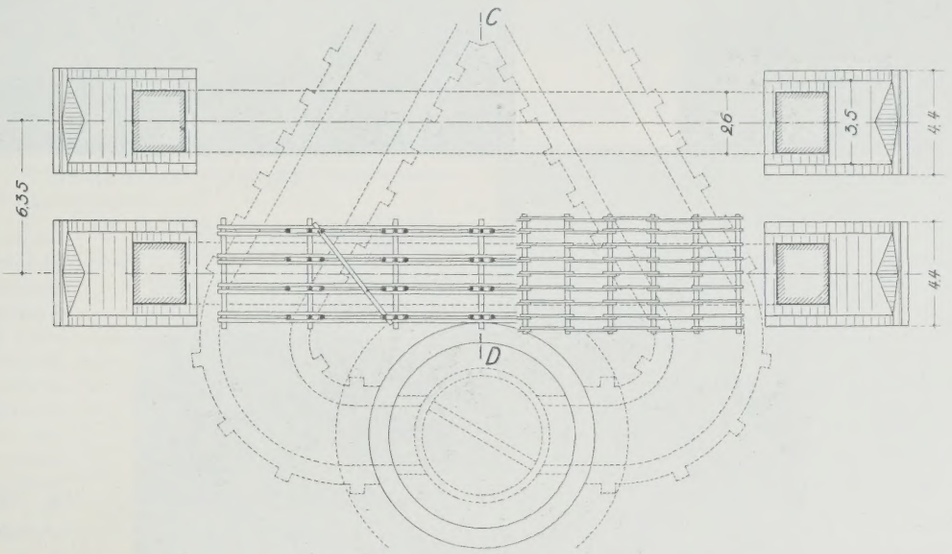


Abb. 24. Gewölbe über den Rauchkanälen bei Kesselhaus I.

Abb. 22 bis 24. Kohlenhochbahn der Ilse-Bergbau-A.-G. auf Grube Marga.

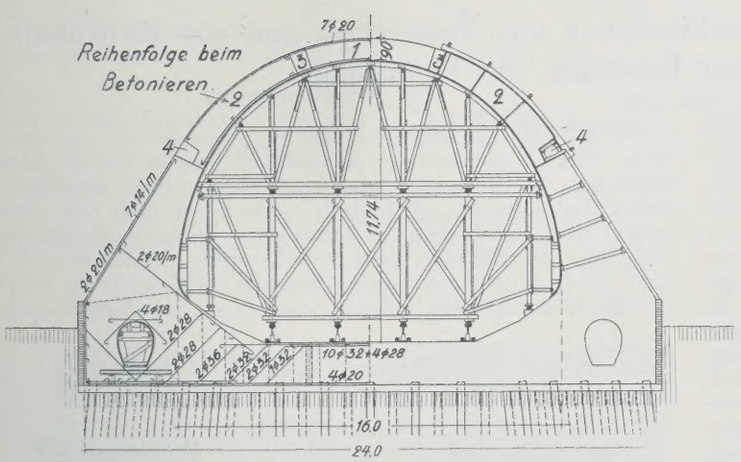


Abb. 25. Querschnitt.

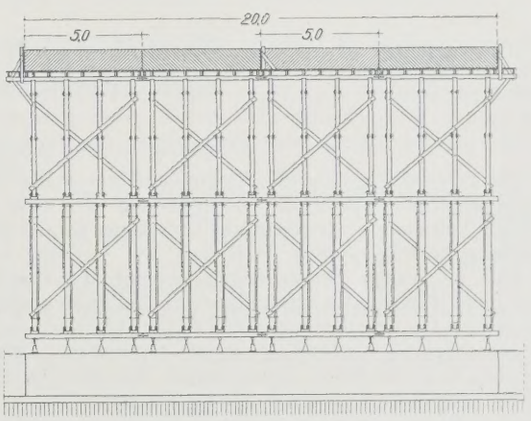


Abb. 26. Längsschnitt.

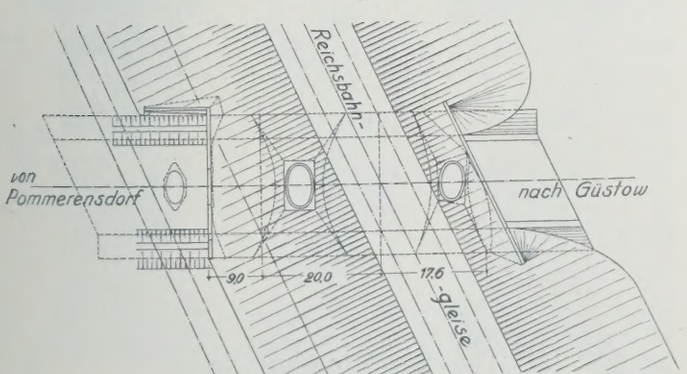


Abb. 27. Grundriß.

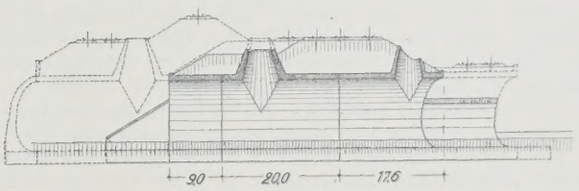


Abb. 28. Längsschnitt.

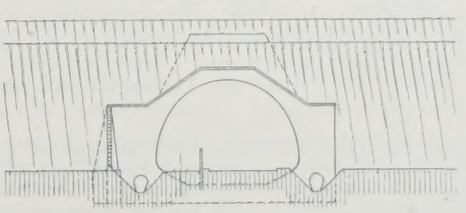


Abb. 29. Ansicht.

Abb. 25 bis 29. Tunnel Stettin—Pommerensdorf.

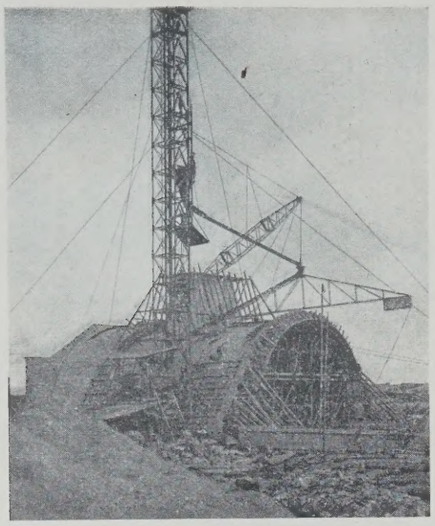


Abb. 30. Tunnel Stettin.

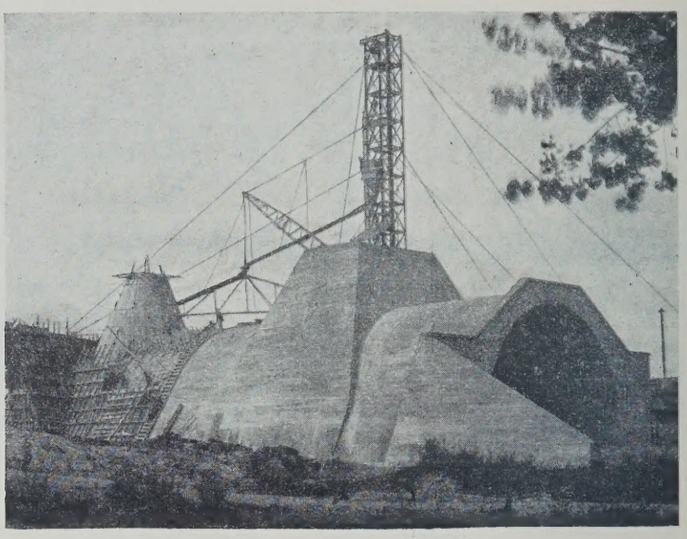


Abb. 30a. Tunnel Stettin.

Das in den Abb. 25 u. 26 dargestellte Lehrgerüst wurde in vier je 5 m langen Abschnitten auf eine Länge von 20 m errichtet. Nachdem die ersten 20 m des Gewölbes betoniert und erhärtet waren, wurde das Lehrgerüst auf Walzen abgelassen; die vier je 5 m langen Teile wurden um 20 m versetzt. Insgesamt fand diese Verschiebung zweimal statt.

Das Einbringen des Betons geschah mittels eines 38 m hohen eisernen Gießturmes (Abb. 30 u. 30a). Es wurde nach dem Rammen der Pfähle und dem Einbringen der Sohlenbewehrung zunächst die Sohle in ihrer ganzen Ausdehnung geschüttet. Der Aufbau wurde in 20 m langen Abschnitten hergestellt, wobei gewisse Erschwernisse durch den schiefen Grundriß zu berücksichtigen waren. Die Gewölbe selbst mußten ihres hohen Stichs wegen in einzelnen Lamellen betoniert werden, deren Reihenfolge in Abb. 25 angegeben ist. Das fertige, allerdings noch nicht vollkommen hinterfüllte Bauwerk ist in Abb. 31 aufgenommen. (Schluß folgt.)

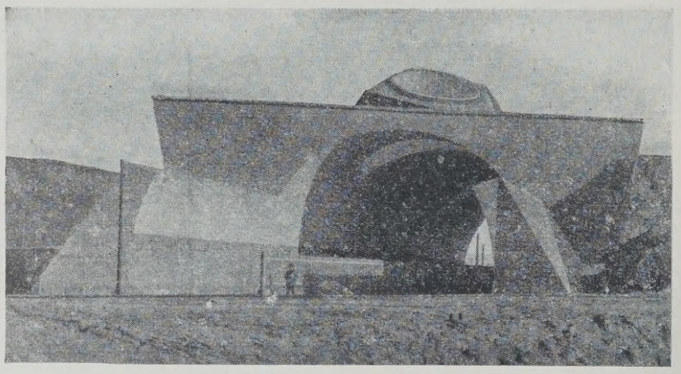


Abb. 31. Tunnel Stettin.

Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Tannenholz und von Eichenholz nach oftmals wiederholter Belastung und Entlastung.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Otto Graf.**

(Mitteilung aus der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart.)

Die Erkenntnisse über die Widerstandsfähigkeit der Werkstoffe unter oftmals wiederholter Belastung und Entlastung oder unter lang dauernder ruhender Belastung sind wesentliche Unterlagen für den Entwurf und die Berechnung von Bauwerken, Maschinen usf. In bezug auf Holz wurden bis jetzt nur wenige Feststellungen bekannt, die den Einfluß oftmals wiederholter Belastung erkennen lassen.[1]) Bei Erörterungen mit führenden Ingenieuren des Ingenieurholzbaues wurde wiederholt die Notwendigkeit, hier allmählich Klarstellung zu suchen, besprochen. Da auch für andere Baustoffe, z. B. für Steine, wenig vorlag, was über die Widerstandsfähigkeit bei oftmals wiederholter Belastung Auskunft gibt, war Anlaß zu einem Antrag an die Helmholtz-Gesellschaft zur Förderung physikalisch-technischer Forschung gegeben für Beschaffung von zwei Pressen mit einer Sondereinrichtung, die den fortlaufenden Wechsel von Belastung und Entlastung ermöglicht, sowie die zur Ausführung von Versuchen erforderlichen Geldmittel bereitzustellen. Diese Unterstützung ist gewährt worden; sie ermöglichte die Beschaffung und Ausgestaltung der in Abb. 1 ersichtlichen Einrichtung, sowie die Aufnahme der Versuche. Im folgenden wird über die Ergebnisse der bis jetzt ausgeführten Versuche mit Holz berichtet.[2]) Die Probekörper stammen aus alten, lufttrockenen, geradfaserigen und astfreien Holzstücken. Die Prismen ($10 \times 10 \times 20$ cm) wurden allseitig sauber bearbeitet sowie mit genau ebenen, senkrecht zur Prismenachse bearbeiteten Stirnflächen versehen. Die bearbeiteten Versuchskörper lagerten längere Zeit in trockenen Arbeitsräumen. Alle Körper wurden gleich behandelt.

Geprüft wurden vier Prismen aus Tannenholz und vier Prismen aus Eichenholz, je aus derselben Bohle. Je zwei Prismen sind in der üblichen Weise untersucht worden, d. h. für mehrere Laststufen sind die gesamten, bleibenden und federnden Zusammendrückungen bei zweimaliger Belastung und Entlastung (je 1 Minute wirkend) auf jeder Stufe ermittelt worden, dann folgte allmähliche Belastung bis zur Zerstörung des Prismas. Die zwei andern Prismen jeder Holzart wurden derart untersucht, daß zuerst die Elastizität in der soeben bezeichneten Weise für die zwei oder vier untersten Laststufen bestimmt wurde, dann auf höheren Laststufen

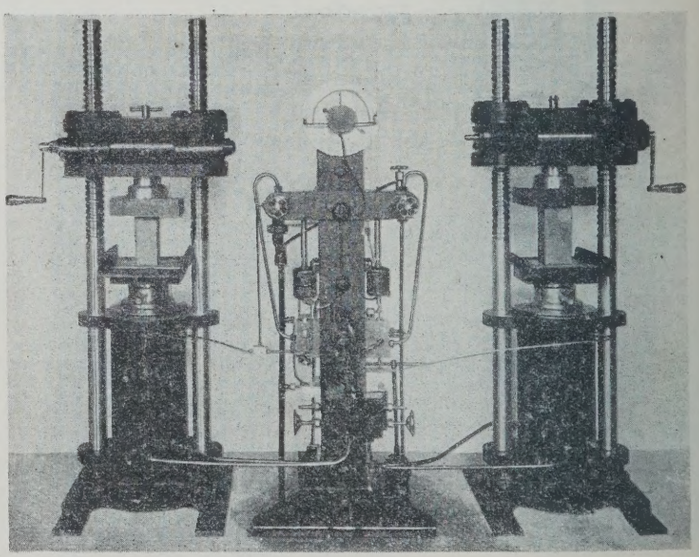


Abb. 1. Prüfungseinrichtung.

[1]) National Physical Laboratory, Teddington, Report for the year 1915—1916, S. 58 u. 60 (vergl. a. Bauingenieur 1925, S. 678).

[2]) Den Aufbau der Versuchseinrichtung und die Versuchsdurchführung besorgte Herr Ingenieur Brenner. Er hat hier seine reichen Erfahrungen mit besonderer Umsicht zur Geltung gebracht. Weiter war Herr Ingenieur Mehrer beteiligt.

Belastung und Entlastung je mindestens 10 000 mal wechselten; für die Dauer der Belastung und Entlastung, also für ein Belastungsspiel, war 1 Minute vorgesehen. In diesem Spiel stieg die Last von der Anfangslast, die rd. 10 kg/cm² betrug, bis zur oberen Grenze der Laststufen in rd. 20 Sek.; die Belastung wirkte 15 Sek., dann folgte die Entlastung während etwa 20 Sek. und nach rd. 5 Sek. wieder die Belastung. Nach etwa 10 000 Lastwechseln ist die Elastizität der Versuchskörper in gleicher Weise wie bei der ersten Versuchsgruppe festgestellt worden. Hierauf wurde die Last gesteigert und die Wechselbelastung (rd. 10 000 Wiederholungen) für die größere Stufe durchgeführt usf., bis schließlich die Zerstörung des Prismas eintrat. — Die Versuche wurden in den Monaten Juni bis September 1927 durchgeführt.

a) Tannenholz.

Zusammenstellung 1 enthält die Ergebnisse der Versuche mit den zwei Prismen, die auf jeder Stufe zweimal belastet und entlastet worden sind. Die Dehnungszahl der Federung fand sich beim Prisma 2 b wenig veränderlich, nämlich zu 1/115 000 bis 1/104 900. Beim Prisma 2 f stieg die Dehnungszahl der Federung von 1/101 500 auf 1/83 800 mit Erhöhung der Anstrengung von 86,2 auf 314,3 kg/cm². Die bleibenden Zusammendrückungen blieben in der Regel unerheblich. Die Druckfestigkeit betrug 390 und 346 kg/cm², im Mittel 368 kg/cm².

Zusammenstellung 1. Versuche mit Tannenholz.

Belastungsstufe kg/cm²	Zusammendrückung*) in 1/100 cm auf $l = 10$ cm			Dehnungszahl der Federung
	gesamte	bleibende	federnde	
1	2	3	4	5
a) Tannenholzprisma „2 b". $f = 99{,}26$ cm², $h = 20{,}69$ cm, $r = 0{,}46$.				
10,1 bis 85,6	0,76	0,04	0,72	1 : 104 900
10,1 „ 161,2	1,38	0,03	1,35	1 : 111 900
10,1 „ 119,0	1,73	0,06	1,67	1 : 113 100
10,1 „ 236,8	2,04	0,05	1,99	1 : 113 900
10,1 „ 274,5	2,37	0,07	2,30	1 : 115 000
10,1 „ 312,3	2,77	0,09	2,68	1 : 112 800
Zerstörung unter $K = 390$ kg/cm².				
b) Tannenholzprisma „2 f". $f = 98{,}63$ cm², $h = 20{,}10$ cm, $r = 0{,}46$.				
10,1 bis 86,2	0,76	0,01	0,75	1 : 101 500
10,1 „ 162,2	1,57	0,02	1,59	1 : 95 700
10,1 „ 200,2	1,97	0,03	2,00	1 : 95 000
10,1 „ 238,3	2,41	0,01	2,42	1 : 94 300
10,1 „ 276,3	2,94	0,08	2,86	1 : 93 100
10,1 „ 314,3	3,93	0,30	3,63	1 : 83 800
Zerstörung unter $K = 346$ kg/cm².				

*) In der Regel nach zweimaliger Belastung auf jeder Stufe.

Zusammenstellung 2.
Tannenholzprisma „2 c". $f = 100{,}4$ cm², $h = 20{,}5$ cm, $r = 0{,}46$.

Belastungsstufe kg/cm²	Dehnungszahl der Federung bei Beginn des Versuchs	nach 13 480 Belastungswechseln zwischen 10 u. 159,4 kg/cm²	nach 10 240 Belastungswechseln zwischen 10 u. 196,7 kg/cm²	nach 10 105 Belastungswechseln zwischen 10 u. 234,1 kg/cm²	nach 10 437 Belastungswechseln zwischen 10 u. 271,4 kg/cm²
1	2	3	4	5	6
10 bis 84,7	1 : 97 000	1 : 102 300	1 : 106 700	1 : 103 700	1 : 108 300
10 „ 159,4	1 : 97 600	1 : 102 300	1 : 102 300	1 : 101 600	1 : 100 900
10 „ 196,7	—	1 : 103 100	1 : 102 000	1 : 102 000	1 : 100 400
10 „ 234,1	—	—	1 : 101 400	1 : 102 300	1 : 100 500
10 „ 271,4	—	—	—	1 : 100 500	1 : 98 600
10 „ 308,8	—	—	—	—	1 : 88 100*)

*) Zerstörung nach weiteren 288 Belastungen von 10 bis 308,8 kg/cm².

Zusammenstellung 3.
Tannenholzprisma „2 d". $f = 100{,}2$ cm², $h = 20{,}3$ cm, $r = 0{,}46$.

Belastungsstufe kg/cm²	Dehnungszahl der Federung bei Beginn des Versuchs	nach 13 484 Belastungswechseln zwischen 10 u. 160 kg/cm²	nach 10 244 Belastungswechseln zwischen 10 u. 197 kg/cm²	nach 10 110 Belastungswechseln zwischen 10 u. 235 kg/cm²	nach 10 440 Belastungswechseln zwischen 10 u. 272 kg/cm²
1	2	3	4	5	6
10 bis 84,8	1 : 92 300	1 : 92 300	1 : 93 500	1 : 94 700	1 : 94 700
10 „ 160	1 : 94 700	1 : 92 400	1 : 94 700	1 : 94 200	1 : 91 300
10 „ 197	—	1 : 91 700	1 : 94 000	1 : 95 000	1 : 89 500
10 „ 235	—	—	1 : 92 400	1 : 93 500	1 : 89 100
10 „ 272	—	—	—	1 : 91 300	1 : 87 600
10 „ 309	—	—	—	—	1 : 81 600*)

*) Zerstörung nach 178 Belastungen von 10 bis 309 kg/cm².

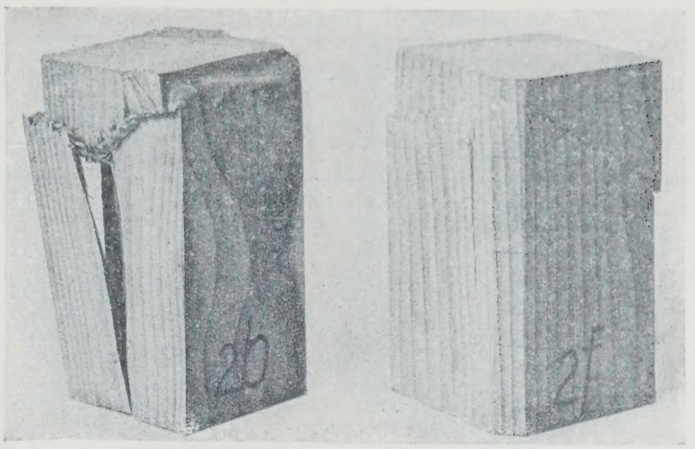


Abb. 2. Tannenholzprismen „2b" und „2f". Druckfestigkeit 390 und 346 kg/cm², in üblicher Weise ermittelt.

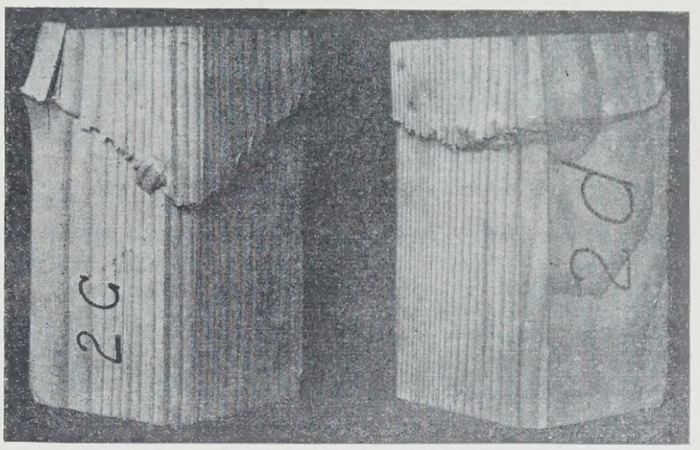


Abb. 3. Tannenholzprismen „2c" und „2d", Druckfestigkeit 309 kg/cm² nach oftmaliger Belastung gemäß Zusammenstellung 2 u. 3.

Die wichtigsten Ergebnisse der Prismen, die auf jeder Stufe mindestens 10 000 Lastwechsel ertrugen, sind in die Zusammenstellungen 2 und 3 eingetragen. In der Stufe von 10 bis rd. 85 kg/cm², das ist im Bereich der zulässigen Anstrengungen, ist die Dehnungszahl der Federung nach oftmaligem Lastwechsel im allgemeinen etwas kleiner gefunden als bei Beginn des Versuchs,

beim Prisma 2c zu 1/108 300 nach 44 262 Lastwechseln gegen 1/97 000 anfänglich,
„ „ 2d „ 1/94 700 „ 44 278 „ „ 1/92 300 anfänglich.

In den beiden folgenden Stufen (10 bis rd. 160 und 10 bis rd. 197 kg/cm²) blieb die Dehnungszahl nahezu gleich, nahm meist zunächst ein wenig ab, später wieder etwas zu. So war es auch bei der nächsten Stufe (10 bis rd. 235 kg/cm²). Unter hohen Lasten ist die Dehnungszahl durch oftmalige Wiederholung in den gewählten Grenzen nur größer geworden.

Im ganzen liegen die Dehnungszahlen, die an den Prismen 2c und 2d ermittelt worden sind, im Bereich der Zahlen, die sich bei den Prismen 2b und 2f ergeben hatten. Der Einfluß oftmalig wiederholter Last auf die Dehnungszahl der Federung erscheint also für das untersuchte Gebiet und das gewählte alte, lufttrockene Tannenholz nicht wesentlich.

Die Zerstörung trat ein bei den oftmals belasteten Prismen unter 309 kg/cm², gegenüber 368 kg/cm² bei den in üblicher Art belasteten Prismen. Die Druckfestigkeit ist hiernach durch die vorausgegangenen Lastwechsel (vergl. dazu die Zusammenstellungen 2 und 3) auf das $\frac{309}{368} = 0{,}84$fache der in üblicher Weise ermittelten Druckfestigkeit gefallen.

Die geprüften Körper sind in Abb. 2 (nach den Versuchen in Zusammenstellung 1 stetig belastet bis zum Bruch) und Abb. 3 (oftmalig belastet bis zum Bruch) dargestellt. Bemerkenswerte Unterschiede des Bruchbildes sind nicht zu erkennen.

b) Eichenholz.

In Zusammenstellung 4 sind die Beobachtungen zu den zwei Prismen eingetragen, die auf jeder Stufe nur zweimal belastet und entlastet worden sind.

Die Dehnungszahlen der Federung liegen zwischen 1/124 500 und 1/155 600. Die Druckfestigkeit fand sich zu 509 und 534 kg/cm², im

Zusammenstellung 4. Versuche mit Eichenholz.

Belastungsstufe kg/cm²	Zusammendrückung*) in 1/100 cm auf $l = 10$ cm gesamte	bleibende	federnde	Dehnungszahl der Federung
1	2	3	4	5
a) Eichenholzprisma „1a". $f = 100{,}4$ cm², $h = 19{,}96$ cm, $r = 0{,}71$.				
10 bis 84,7	0,68	0	0,60	1 : 124 500
10 „ 159,4	1,15	0	1,15	1 : 129 900
10 „ 196,7	1,41	0,01	1,40	1 : 133 400
10 „ 234,1	1,68	0,02	1,66	1 : 135 000
10 „ 271,4	1,96	0,04	1,92	1 : 136 100
10 „ 308,8	2,27	0,07	2,20	1 : 135 800
10 „ 346,1	2,61	0,12	2,49	1 : 135 000
10 „ 383,5	3,02	0,19	2,83	1 : 132 000
10 „ 420,8	3,56	0,37	3,19	1 : 128 800
Zerstörung unter $K = 509$ kg/cm².				
b) Eichenholzprisma „1c". $f = 100{,}4$ cm², $h = 20{,}33$ cm, $r = 0{,}71$.				
10 bis 84,7	0,48	0	0,48	1 : 155 600
10 „ 159,4	0,98	0	0,98	1 : 152 400
10 „ 196,7	1,23	0	1,23	1 : 151 800
10 „ 234,1	1,50	0	1,50	1 : 149 400
10 „ 271,4	1,76	0	1,76	1 : 148 500
10 „ 308,8	2,03	0	2,03	1 : 147 200
10 „ 346,1	2,34	0,02	2,32	1 : 144 900
10 „ 383,5	2,69	0,07	2,62	1 : 142 600
10 „ 420,8	3,15	0,17	2,98	1 : 137 900
Zerstörung unter $K = 534$ kg/cm².				

*) In der Regel nach zweimaliger Belastung auf jeder Stufe.

Mittel zu 521 kg/cm². Über die Ergebnisse der Prismen, die auf jeder Stufe mindestens 10 000 mal belastet und entlastet worden sind, geben die Zusammenstellungen 5 und 6 Auskunft.

Da die beiden Prismen bei der erstmaligen Prüfung (zu Beginn des Versuchs) verschiedene Elastizität und verschiedenartige Abhängigkeit der Elastizität von der Größe der Belastung aufwiesen, muß für jedes Prisma eine besondere Erörterung der Ergebnisse stattfinden. Prisma 1 d zeigte zu Beginn des Versuchs geringe Zunahme der Dehnungszahl bei Erhöhung der Belastung von 84,7 auf 234,1 kg/cm². Die ursprünglich ermittelten Dehnungszahlen änderten sich durch die späteren Lastwechsel (je rd. 11 000 auf 5 Stufen, deren höchste 10 bis 420,8 kg/cm²) nur sehr wenig, im allgemeinen zunächst etwas abnehmend, später etwas zunehmend. Die Zahl in der letzten Spalte der Zusammenstellung 1 für die Stufe 10 bis 84,7 kg/cm², also im Bereich der zulässigen Anstrengung, ist ebenso groß ausgefallen wie bei Beginn des Versuchs, für die folgenden drei Stufen wenig größer, d. h. das Holz ist ein wenig nachgiebiger geworden. Für die zwei folgenden Laststufen (10 bis 271,4 bezw. 308,8 kg/cm²) ergab sich eine ähnliche Veränderlichkeit der Dehnungszahlen. Im ganzen ist die Elastizität des Prismas 1 d durch 55 391 Lastwechsel nicht deutlich geändert worden.

Ein anderes Bild lieferte das Eichenholzprisma 1 g. Hier war bei Beginn des Versuchs (vergl. Spalte 2 der Zusammenstellung 6) Abnahme der Dehnungszahl von 1/117 700 auf 1/140 300 bei Steigerung der Belastung von 85,3 auf 235,9 kg/cm² ermittelt worden. Diese Veränderlichkeit der Dehnungszahl wurde durch die folgenden oftmaligen Belastungen und Entlastungen nahezu aufgehoben, derart, daß die Dehnungszahl für die unteren Laststufen zurückging und bei 10 bis 85,3 kg/cm² fast ebenso groß ausfiel wie bei 10 bis 235,9 kg/cm² (1/144 800 und 1/147 600). Für die höheren Laststufen fand sich die Dehnungszahl des Prismas 1 g nahezu gleich groß.

Die Druckfestigkeit war erreicht mit 421 und 424 kg/cm², im Mittel bei 422 kg/cm², gegenüber 521 kg/cm² bei den Prismen, die in üblicher Weise geprüft worden sind. Hiernach ist die Druckfestigkeit durch rd. 55 000 Lastwechsel, gemäß Zusammenstellung 5 und 6 durchgeführt, von 521 auf 422 kg/cm² verringert worden, entsprechend den Verhältniszahlen 1 : 0,81.

Der Zustand der Prismen am Schlusse der Versuche ist aus Abb. 4 und 5 ersichtlich. Die Bruchbilder zeigen auch hier keine Besonderheiten, die auf den Einfluß oftmals wiederholter Belastung und Entlastung zurückzuführen wären.

Schlußbemerkung.

1. Die Elastizität der Tannenholzprismen 2 c und 2 d ist im Bereich der zulässigen Anstrengungen und auch noch unter bedeutend höheren Belastungen unerheblich geändert worden.

2. Das Eichenholzprisma 1 d verhielt sich ähnlich wie die Tannenholzprismen 2 c und 2 d.

Zusammenstellung 5. Eichenholzprisma „1 d".
$f = 100{,}4$ cm², $h = 20{,}0$ cm, $r = 0{,}74$.

Belastungsstufe kg/cm²	Dehnungszahl der Federung bei Beginn des Versuchs	nach 11 278 Belastungswechseln zwischen 10 u. 234,1 kg/cm²	nach 11 011 Belastungswechseln zwischen 10 u. 271,4 kg/cm²	nach 11 192 Belastungswechseln zwischen 10 u. 308,8 kg/cm²	nach 11 032 Belastungswechseln zwischen 10 u. 346,1 kg/cm²	nach 10 878 Belastungswechseln zwischen 10 u. 383,5 kg/cm²
1	2	3	4	5	6	7
10 bis 84,7	1 : 177 900	1 : 182 200	1 : 182 200	1 : 177 900	1 : 173 700	1 : 177 900
10 „ 159,4	1 : 171 700	1 : 173 700	1 : 175 800	1 : 169 800	1 : 169 800	1 : 167 900
10 „ 196,7	1 : 169 700	1 : 172 900	1 : 176 100	1 : 172 900	1 : 166 700	1 : 166 700
10 „ 234,1	1 : 168 500	1 : 167 200	1 : 169 800	1 : 169 800	1 : 163 600	1 : 166 000
10 „ 271,4	—	1 : 165 400	1 : 169 700	1 : 169 700	1 : 164 400	1 : 163 400
10 „ 308,8	—	—	1 : 169 800	1 : 170 700	1 : 163 300	1 : 163 300
10 „ 346,1	—	—	—	1 : 168 900	1 : 162 400	1 : 165 600
10 „ 383,5	—	—	—	—	1 : 161 700	1 : 163 800
10 „ 420,8	—	—	—	—	—	1 : 163 000 *)

*) Zerstörung nach weiteren 2556 Belastungen von 10 bis 420,8 kg/cm².

Zusammenstellung 6. Eichenholzprisma „1 g".
$f = 99{,}6$ cm², $h = 20{,}2$ cm, $r = 0{,}73$.

Belastungsstufe kg/cm²	Dehnungszahl der Federung bei Beginn des Versuchs	nach 11 278 Belastungswechseln zwischen 10 u. 235,9 kg/cm²	nach 11 011 Belastungswechseln zwischen 10 u. 273,6 kg/cm²	nach 11 192 Belastungswechseln zwischen 10 u. 311,2 kg/cm²	nach 11 032 Belastungswechseln zwischen 10 u. 348,9 kg/cm²	nach 10 878 Belastungswechseln zwischen 10 u. 386,5 kg/cm²
1	2	3	4	5	6	7
10 bis 85,3	1 : 117 700	1 : 134 500	1 : 139 400	1 : 142 100	1 : 136 900	1 : 144 800
10 „ 160,6	1 : 134 500	1 : 135 700	1 : 144 800	1 : 144 800	1 : 146 200	1 : 147 600
10 „ 198,3	1 : 137 400	1 : 140 500	1 : 146 000	1 : 146 000	1 : 144 800	1 : 148 300
10 „ 235,9	1 : 140 300	1 : 142 100	1 : 147 600	1 : 147 600	1 : 144 800	1 : 147 600
10 „ 273,6	—	1 : 144 000	1 : 147 300	1 : 147 300	1 : 145 600	1 : 148 900
10 „ 311,2	—	—	1 : 148 400	1 : 149 900	1 : 147 600	1 : 149 100
10 „ 348,9	—	—	—	1 : 151 300	1 : 146 100	1 : 148 600
10 „ 386,5	—	—	—	—	1 : 148 200	1 : 147 600
10 „ 424,2	—	—	—	—	—	1 : 148 500 *)

*) Zerstörung nach weiteren 6319 Belastungen von 10 bis 424,2 kg/cm².

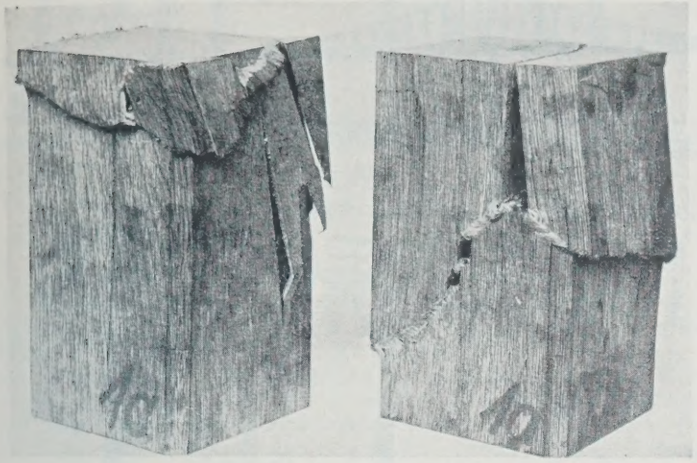


Abb. 4. Eichenholzprismen „1c“ und „1a“.
Druckfestigkeit 509 und 534 kg/cm², in üblicher Weise ermittelt.

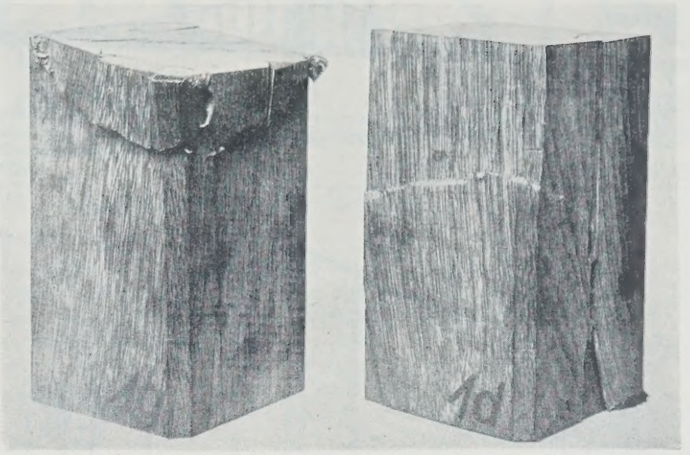


Abb. 5. Eichenholzzimmer „1g“ und „1d“. Druckfestigkeit 427 und 424 kg/cm², nach oftmaliger Belastung gemäß Zusammenstellung 5 u. 6.

3. Das Eichenholzprisma 1 g war anfänglich unter zulässigen Lasten nachgiebiger als unter höheren Lasten. Dieser Unterschied wurde durch oftmalige Belastung und Entlastung gemäß Zusammenstellung 6 nahezu aufgehoben, wobei die Dehnungszahl in den unteren Stufen kleiner wurde.

4. Durch die in den Zusammenstellungen 2, 3, 5 und 6 angegebenen Lastwechsel ist die Druckfestigkeit der Prismen auf das 0,84- bezw. 0,81fache der in üblicher Weise ermittelten Druckfestigkeit erniedrigt worden.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W8). Das am 5. Juli erschienene Heft 13 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Professor Dr.-Ing. R. Saliger: Die Isteg-Bewehrung im Eisenbetonbau. — Oberbaudirektor Gustav H. Leo: Neuere hamburgische Straßenbrücken in Eisenbeton. — Dr.-Ing. R. Mayer: Die Herstellung großer Eisenbetonrohre nach dem Schleuderverfahren Patent Vianini für die Druckrohrleitung der Mittleren Isar A.-G. bei Unterföhring. — Professor Otto Graf: Aus neueren Versuchen über die Druckfestigkeit, Biegefestigkeit, Schwinden und Quellen, Abnutzwiderstand, Wasserdurchlässigkeit und Widerstand gegen chemischen Angriff von Zementmörtel und Beton, namentlich bei verschiedener Kornzusammensetzung der Mörtel. — Direktor Ing. Hans Kronkvist und Ing. Helge Thomasson: Zementsilo in Eisenbeton für Skånska Cement A/B, Malmö (Schweden). — Dr.-Ing. Max Mayer: Das gleichmäßig verteilte Angriffmoment. — Die Güte des Betons am Bauplatz.

Zu den Eisenbahnunfällen bei Siegelsdorf und bei Ummendorf (Juni 1928) teilt die Reichsbahn-Hauptverwaltung folgendes mit:

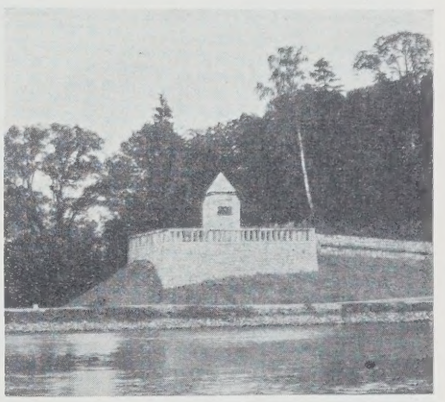
Auf der Strecke bei Siegelsdorf wurde vor einem halben Jahre der schwere neue Reichsbahnoberbau eingebaut. An der Regulierung des Gleises unter Hebung auf endgültige Höhenlage und Verstärkung der Bettung wurde an den Tagen vor dem Unfall bis Sonnabend, dem 9. Juni gearbeitet. An diesem Tage mittags wurden die Regulierungsarbeiten in dem Unfallgleis vorläufig beendet und das Langsamfahrsignal eingezogen. Aus der Unfalluntersuchung muß der Schluß gezogen werden, daß der Zustand des bereits regulierten gehobenen Teils des Gleises und der Übergang zu dem noch nicht regulierten tiefer liegenden Gleisteil irgendwie zusammen mit einer Überschreitung der planmäßigen Fahrgeschwindigkeit des Zuges den Unfall verursacht haben.

Die Reichsbahn schiebt also die Schuld nicht auf den toten Lokomotivführer, sondern sie macht gleichzeitig verantwortlich für das Unglück die an der Gleisarbeit beteiligten Reichsbahnstellen.

Bei dem Ummendorfer Unglück ereignete sich der Unfall an einer Stelle, wo wegen Erneuerungsarbeiten an der Strecke vom zweigleisigen Betrieb zum eingleisigen Betrieb übergegangen wurde. An dieser Stelle waren ordnungsmäßig Langsamfahrsignale ausgesteckt, und auch der Lokomotivführer hatte vor sich auf der Lokomotive die Anordnung, daß vor Einfahrt über die Weichenverbindung nur mit 45 km/Std. gefahren werden durfte. Bei der Untersuchung des Unglücks zeigte der Registrierstreifen des Geschwindigkeitsmessers, der anscheinend bis dahin einwandfrei gearbeitet hatte, 80 km mit einem jähen Absturz der Geschwindigkeitskurve auf 10 bis 20 km. Wenn der Zug 45 km gefahren wäre, müßte sich der allmähliche Übergang auf diese Geschwindigkeit auf dem Registrierstreifen abgezeichnet haben. Im Gegensatze dazu behaupten Lokomotivführer und Heizer, die Geschwindigkeit des Zuges vorschriftsmäßig ermäßigt zu haben. Die genauen Untersuchungen des Oberbaues an der Stelle haben nicht ergeben, daß eine Lockerung der Schienenbefestigung vor dem Unfall vorhanden war. Das Gleis war für die relativ geringe Geschwindigkeit von 45 km/Std. betriebssicher.

Die Reichsbahnverwaltung ist selbst am meisten daran interessiert, bei einem Unglück den Ursachen ohne Rücksicht auf die Person nachzugehen und soweit wie möglich objektive Klarheit zu schaffen, damit Unglücksfälle aus denselben Ursachen in Zukunft vermieden werden. Es wäre unklug von einer Verwaltung, irgend etwas verschleiern zu wollen, wenn eine Schuld vorhanden ist. Die Reichsbahn hat schon kurze Zeit nach den beiden Unfällen keinen Hehl daraus gemacht, daß ihr die beiden Unglücksfälle zur Last fallen. Naturgemäß ist es aber bei jedem Unglück schwer, die Ursache zu rekonstruieren.

Einweihung des Sympher-Denkmals in Minden. Am 19. Juni wurde im Beisein von Vertretern von Behörden, Schiffahrt, Handel, Industrie und Baugewerbe, von wissenschaftlichen, wirtschaftlichen und beruflichen Verbänden das Denkmal für den im Jahre 1922 verstorbenen Schöpfer des Mittellandkanals, Ministerial- und Oberbaudirektor Dr.-Ing. ehr. Leo Sympher, eingeweiht. (Vgl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 16; ferner Zentralbl. d. Bauverw. 1922, Nr. 7.) Die Festrede hielt Regierungs- und Baurat von Both, außerdem sprachen Bürgermeister Dr. Dieckmann, Minden, und — als Vertreter des Reichsverkehrsministers — der Staatssekretär Gutbrod, Berlin, sowie der Unterstaatssekretär i. R. Freiherr von Coels. Die Abbildung gibt eine hübsche Ansicht des Denkmals, dessen Gesamtanlage der Geh. Oberbaurat Fürstenau, Berlin, geschaffen hat, während der Entwurf zu dem Gedenkstein von dem Regierungsbaurat Lüdtcke, Marburg, stammt.



Kabelbrücke über die Mount-Hope-Bucht. Nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 12. April 1928, S. 585, wurde neuerdings die Ausführung einer Kabelhängebrücke über eine Enge des Mount-Hope-Meerbusens (Narragausett, Atlantic Ocean) zwischen den Städten Bristol und Portsmouth begonnen. Sie soll eine Verkürzung der zurzeit bestehenden Verbindung zwischen der Stadt Providence und der Sommerkolonie Newport herstellen (Abb. 1).

Das Hängewerk besteht aus einer Mittelöffnung von 366 m zwischen zwei Strompfeilern und zwei Seitenöffnungen von je 154 m Spannweite, an die sich beiderseits Rampen in Stahl von zusammen 855 m Länge anschließen.

Da die Seitenufer flach sind, waren lange Übergangsrampen erforderlich. Der Baugrund für die Brückenpfeiler besteht aus feinem Sand über einer lehmigen Schicht mit Geschiebe und Steinen, während ein festes Schiefergestein erst am Nordufer in 25 m Tiefe und am Südufer in 17 m Tiefe unter NW gefunden wurde. Alle Pfeiler wurden in der Lehm- und Steinschicht gegründet, die sehr fett ist und Geschiebestücke von 10 bis 30 cm und darüber enthält. Die Gründungstiefe für den Strompfeiler bei Bristol beträgt rd. 18,5 m, für den Strompfeiler bei Portsmouth etwa 10 m, während die Verankerungen der Kabel und die Endpfeiler des Hängewerkes bis zu 6,5 m tief gegründet wurden. Gegenwärtig sind die Gründungen der Rampenpfeiler und der Kabelverankerungen im Gange. Zur Gründung der Strompfeiler sind noch Ausbaggerungen und das Aufstellen von Fangedämmen erforderlich.

Das Bestreben, die Hauptspannweite aus Sparsamkeitsgründen herabzumindern und gleichzeitig die Endstützen des Tragwerkes so nahe wie

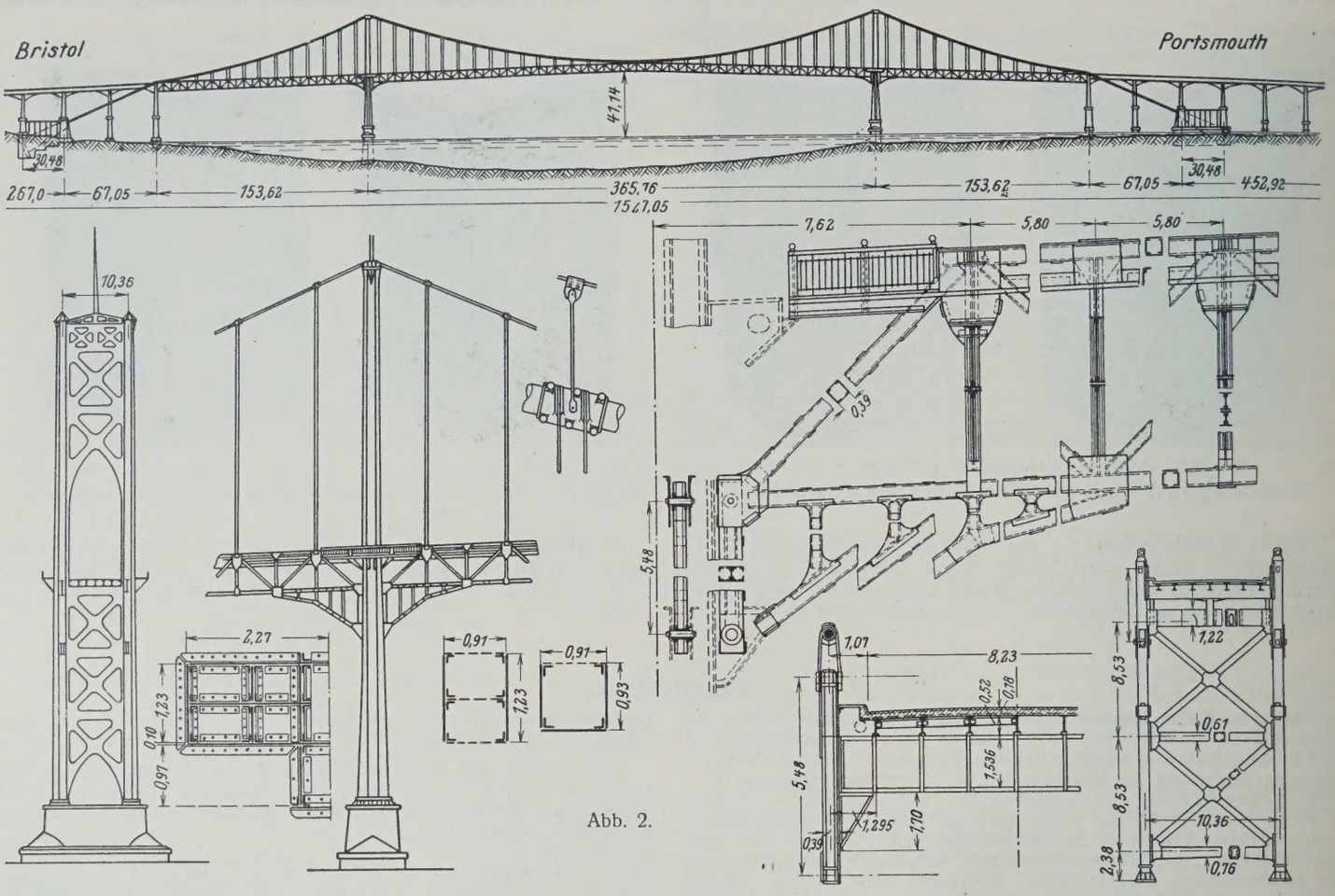


Abb. 2.

möglich ans Ufer zu bringen, machte eine Verankerung der Kabel erforderlich, die sich unterhalb der Seitenrampen bis zum trockenen Ufer fortsetzt. Das Verhältnis zwischen Pfeilhöhe und Spannweite der Mittelöffnung ist 1 : 10.

Die Zufahrtstraße im Norden besteht aus einer Betonstraße von rund 300 m Länge, die sich an den 335 m langen Stahlviadukt auf Pfeilern mit Auslegern anschließt. Auf der Südseite ist die Stahlrampe rd. 520 m und die Betonstraße rd. 40 m lang. Die Fahrbahnbreite ist auf den Rampen rd. 9,2 m, im Hängewerk rd. 8,2 m (Abb. 2).

Die Brückenfahrbahn besteht aus einer rd. 18 cm starken Eisenbetondecke über eisernen Längsträgern. Diese ruhen auf 1,285 m hohen Querträgern, die an die Ständer des Versteifungsfachwerks etwa in deren Mitte angeschlossen sind. Die Seitenwege bestehen aus 76 cm breiten Betonplatten, die den Raum für Rohre und sonstige Leitungen decken. Für die Fahrbahndecke wurde ein Lastenzug von 21-t-Fahrzeugen im Abstande von 10 m zuzüglich 30 bis 37 % Stoßzuschlag und für das Kabel und den Versteifungsträger ein Lastenzug von drei 13,5-t-Fahrzeugen im Abstande von 10 m in Rechnung gestellt; für den Versteifungsträger wurden noch besondere Stoßzuschläge berücksichtigt.

Die Stahltürme sind 86,5 m hoch über NW. Jeder Turmpfosten besteht aus einem Kastenprofil von acht Zellen. Die Verankerungen werden aus Betonkasten mit Sandfüllung gebildet. Die Kabel, die an den Enden in sieben Gruppen zerteilt sind, bestehen aus 2450 Drähten von 0,495 cm Durchm. mit einem Gesamtquerschnitt von rd. 480 cm² auf ein Kabel. Die vierteiligen Hängeseile aus Stahldrahttrossen laufen über die Kabel und sind unten seitlich an den Obergurt angeschlossen. Als Montageseil wurde ein galvanisierter Stahldraht von 2,54 cm Durchm. benutzt.

Der Versteifungsträger ist 5,5 m hoch und läuft an den Türmen nicht durch. Sowohl Ober- wie Untergurt bestehen aus hochwertigem Siliziumstahl; der Windverband liegt in der Oberkante der Fahrbahnträger. Zs.

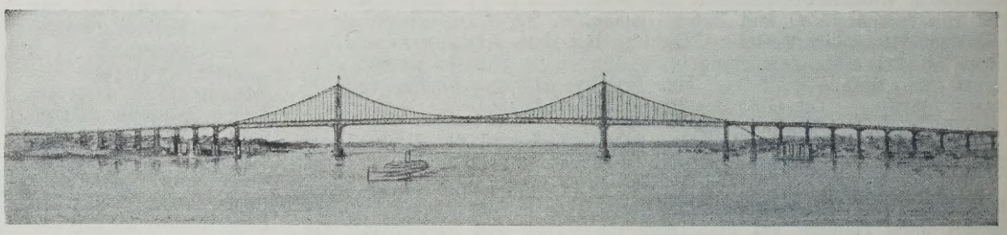


Abb. 1.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Verliehen: dem Reichsbahndirektionspräsidenten Kluge in Dresden von der Technischen Hochschule daselbst die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber.

Versetzt: die Reichsbahnräte Immo Wendt, bisher bei der R. B. D. Mainz, als Vorstand zum R. V. A. Hameln, Dr. jur. Thost, bisher bei der R. B. D. Frankfurt (Main), zur R. B. D. Dresden und Matthies, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Vorstand zum R. M. A. Altona.

Übertragen: den Reichsbahnräten Rückert, Vorstand des R. M. A. Berlin 4, die Stelle des Vorstandes des R. M. A. Berlin 2, Plock, Vorstand des R. M. A. Berlin 2, die Stelle des Vorstandes des R. M. A. Berlin 1, Gebauer, Vorstand des R. M. A. Berlin 5, die Stelle des Vorstandes des R. M. A. Berlin 4 und Draeger, bisher bei der R. B. D. Berlin, die Stelle des Vorstandes des R. M. A. Berlin 5.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Rechenbach, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Berlin West, zur R. B. D. Berlin, Schleif, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Berlin Ring, zum R. M. A. Berlin 5 und Ebel, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Berlin Ost, zum R. M. A. Berlin 4, sowie der Reichsbahnbaumeister Hutloff, bisher beim R. B. A. Hannover 1, zur R. B. D. Hannover.

Bestellt: Reichsbahnrat Reuschle, bisher bei der R. B. D. Halle (Saale), zum Leiter des neuerrichteten Reichsbahn-Neubauamts Halle (Saale) 2.

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnoberrat Schmitz, Mitglied der R. B. D. Köln, Reichsbahnrat Artur Kunz beim Reichsbahn-Bauamt Chemnitz 1, sowie die Reichsbahnamtmänner Wundermann, Vorstand der Bahnmeisterei Brockau 2 und Türpe, Vorstand des Rechnungsbureaus bei der R. B. D. Dresden.

Preußen. Unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst sind die Regierungsbaumeister (W.) Röhrs dem Neubauamt in Meppen, G. Schumacher der Elbstrombauverwaltung in Magdeburg überwiesen worden.

Württemberg. Gestorben: Professor Dr.-Ing. ehr. Richard Baumann, Vorstand der Materialprüfungsanstalt der Technischen Hochschule Stuttgart.

INHALT: Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel. — Einige neuere Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken. — Versuche über die Druckelastizität und Druckfestigkeit von Tannenholz und von Eichenholz nach oftmals wiederholter Belastung und Entlastung. — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zu den Eisenbahnunfällen bei Siegelsdorf und bei Ummendorf. — Einweihung des Sympher-Denkmals in Minden. — Kabelbrücke über die Mount-Hope-Bucht. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 20. Juli 1928 | Heft 31

Alle Rechte vorbehalten.

Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Ahr bei Sinzig.[1]

Von Dr.-Ing. **Derikartz**, Koblenz.

Die bisherige Brücke.

Die zweigleisige Hauptstrecke Köln—Koblenz überschreitet in km 56,04 die aus den Eifelbergen kommende Ahr, kurz vor ihrer Mündung in den Rhein. Die Ahr gehört an sich zu den kleineren Flüssen, bringt aber u. U. infolge ihres großen Niederschlaggebietes außerordentlich starke Hochwässer, die z. B. im Jahre 1910 große Verwüstungen angerichtet haben und denen damals sogar Menschenleben zum Opfer gefallen sind. Seit dem Jahre 1858 — der genaue Zeitpunkt der Fertigstellung des Bauwerks konnte nicht mehr festgestellt werden, weil die Unterlagen vermutlich während des Ruhrkampfes und der französischen Eisenbahnregie verlorengegangen sind, ungefähr stimmt er jedoch, weil die linksrheinische Bahn von Bonn nach Koblenz in den Jahren 1856 bis 1858 durchgeführt wurde, eine noch vorhandene Zeichnung, die nach der Ausführung aufgestellt ist, stammt vom Juni 1858 — diente eine massive gewölbte Brücke mit im ganzen sieben Öffnungen von je 9,41 m Lichtweite der Durchführung des Eisenbahnverkehrs. Drei von diesen Öffnungen nehmen das Bett des Ahrflusses auf, die übrigen sind Flutöffnungen (Abb. 1a u. 2). Die Pfeiler der alten Brücke waren in Werksteinen ausgeführt, die Landwiderlager mit solchen bekleidet, während sie im Innern, wie sich beim Abbruch herausstellte, zum größten Teil aus einer Art Kalk-Traß-Beton bestanden. Ich hebe das hervor, weil es immerhin bemerkenswert ist, daß eine derartige Ausführungsart bereits in dieser Zeit gewählt wurde. Nach der noch vorhandenen Zeichnung sind die Fundamente sowohl der Pfeiler als auch der Landwiderlager mit hölzernen Bohlenwänden umgeben. Bei Abbruch der alten Widerlager — die Pfeiler wurden nur bis zur Wasserlinie abgetragen — fanden sich diese Bohlenwände unter der Grundwasserlinie noch erhalten vor, während die oberen Teile abgefault waren. Es handelte sich auch nicht um Spundbohlen im eigentlichen Sinne, denn die einzelnen Bohlen griffen nicht ineinander ein, sondern waren nur nebeneinandergestellt. Die Gewölbe bestanden aus zwei übereinander angeordneten Bogen aus hochkant gestellten Ziegelsteinen. Über den Gewölben fanden sich bereits Spargewölbekonstruktionen, und zwar in der Längs- und in der Querachse des Bauwerks. Sowohl der beschriebene Traßbeton der Widerlager als auch insbesondere die Traggewölbe wiesen noch außerordentlich große Festigkeit auf.

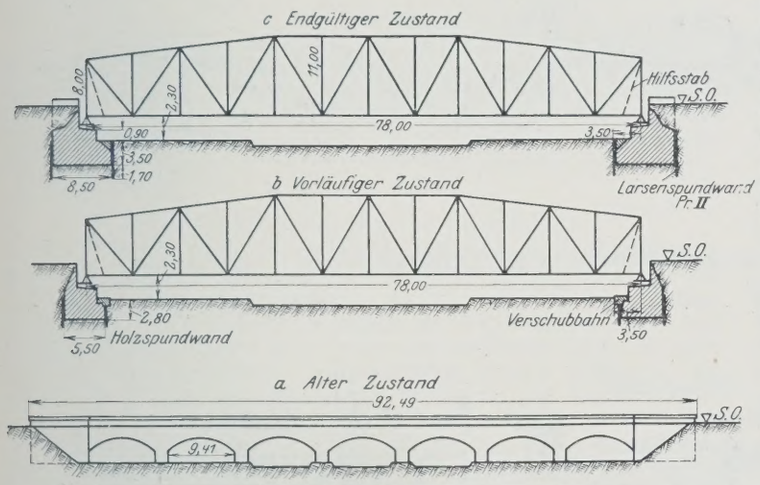


Abb. 1.

Abb. 2. Ansicht der alten Brücke.

Da die Brücke — insbesondere die Pfeiler — den Beanspruchungen durch den Lastenzug *N*, der für die Strecke in Frage kommt, nicht gewachsen war und eine Verstärkung bei der ganzen Art des Bauwerks auf Schwierigkeiten stieß — eine Einschränkung der Durchflußflächen wäre mit Rücksicht auf die Hochwasserführung der Ahr wohl kaum angängig gewesen —, entschloß man sich, das ganze Bauwerk zu beseitigen und durch eine frei über das Ahrbett und Hochwasserprofil gespannte Eisenkonstruktion zu ersetzen. Hiermit wurde nicht nur den Anforderungen des neuen Lastenzuges entsprochen, sondern auch die Gefahr einer Beschädigung des alten Bauwerks durch plötzlich einsetzende Hochwässer, die bei anderen Nebenflüssen des Rheins mit ähnlichen Verhältnissen schon zu unangenehmen Betriebsstörungen geführt haben, ein für allemal ausgeschlossen.

Die neue Brücke.

Gewählt wurde eine zweigleisige eiserne Brücke von 78 m Stützweite — die Gesamtdurchflußöffnung wurde also, abgesehen davon, daß die Zwischenpfeiler ganz wegfallen, auch im Verhältnis zu dem bisherigen Zustand noch erweitert —, die auf der flußaufwärts gelegenen Seite noch eine Konsolauskragung zur Aufnahme eines Dienststeges von 1050 mm Breite erhielt. Die Systembreite beträgt 8600 mm; die Portalhöhe 8 m, während die Höhe in den vier mittleren Feldern auf 11 m ansteigt. Die äußere Form der Brücke, die in 12 Felder von 6500 mm Breite eingeteilt ist, lehnt sich an den Halbparabelträger an. Es ist jedoch darauf verzichtet worden, dem Obergurt Parabelform zu geben, also die Knotenpunkte sämtlich auf einer parabolischen Linie anzuordnen, um an Stößen und damit an Material und Nietarbeit zu sparen. Der Obergurt weist vielmehr nur zwei Knickpunkte auf; das mittlere Drittel verläuft wagerecht in 11 m Höhe, während die beiden seitlichen Drittel von 8 bis 11 m ansteigen. Trotz dieser vereinfachten Form wirkt die äußere Linie der Brücke befriedigend (Abb. 1b u. c). Es sind zwei Windverbände oben und unten vorgesehen, die Fahrbahn enthält zwei Bremsverbände. Die Fahrbahnlängsträger sind in der Mitte der Brücke unterbrochen, und die Unterbrechungsstelle ist als bewegliches Lager ausgebildet worden, um sowohl Längsverschiebungen (Temperatureinflüsse usw.) als auch Mitgehen der Fahrbahn beim Durchbiegen der Brücke unter Einschränkung der Nebenspannungen zu ermöglichen. In Abb. 3 ist die Ausbildung dieser Fahrbahnunterbrechung dargestellt. Die verschweißten Schienen — am beweglichen Lager sind Schienenauszugvorrichtungen angeordnet — liegen auf Holzschwellen, die auf die zwischen die Querträger eingespannten

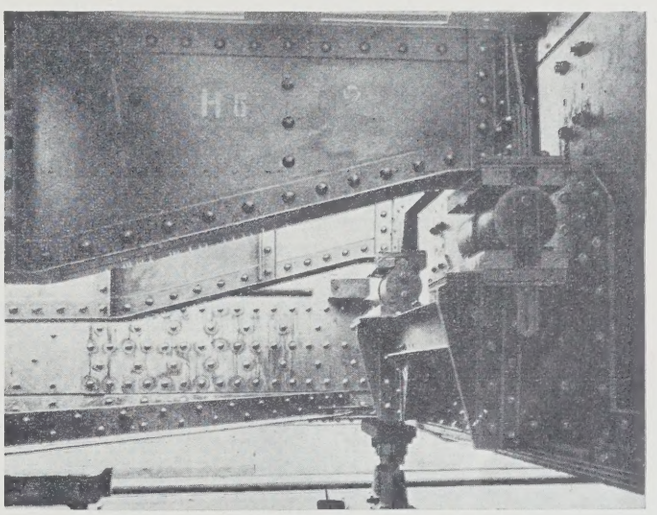


Abb. 3. Ausbildung der Fahrbahnunterbrechung.

[1] Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 2, S. 25.

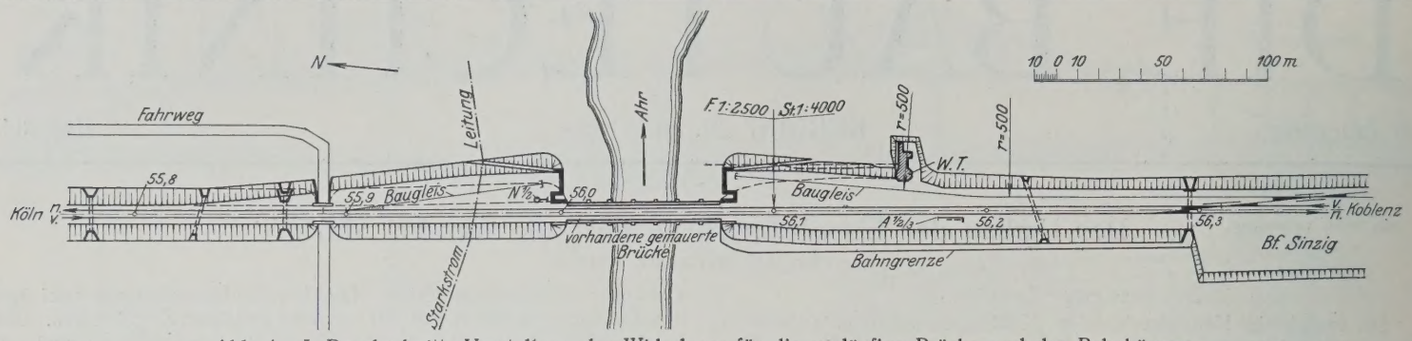


Abb. 4. I. Bauabschnitt: Herstellung der Widerlager für die vorläufige Brücke und des Bahnkörpers.

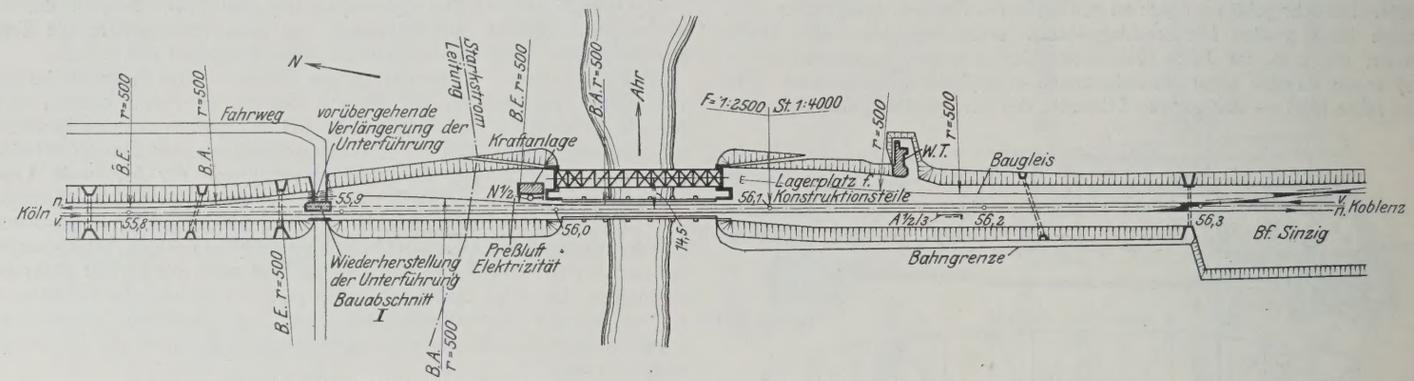


Abb. 5. II. Bauabschnitt: Herstellung des eisernen Unterbaues in seiner vorläufigen Lage.

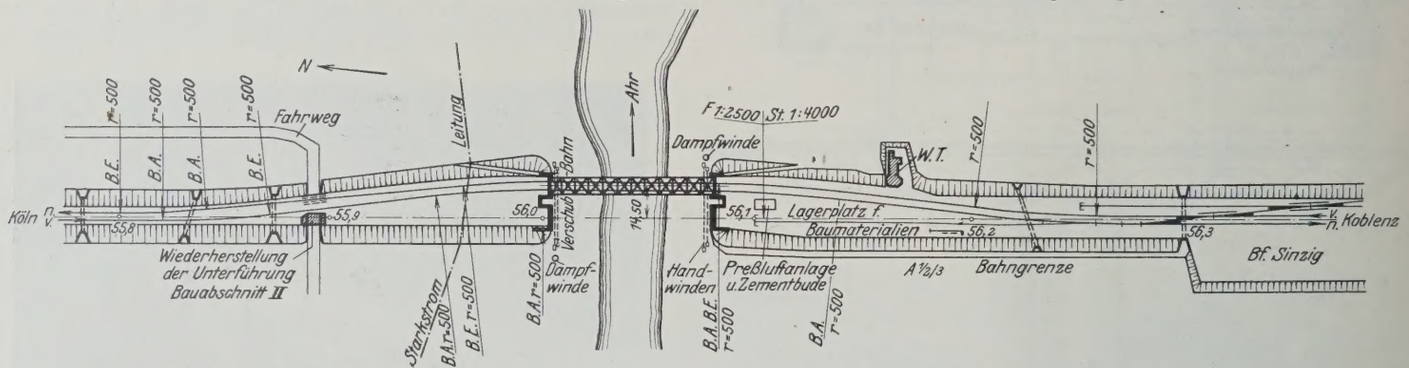


Abb. 6. III. Bauabschnitt: Abbruch der alten Brückengewölbe und Herstellung der endgültigen Widerlager.

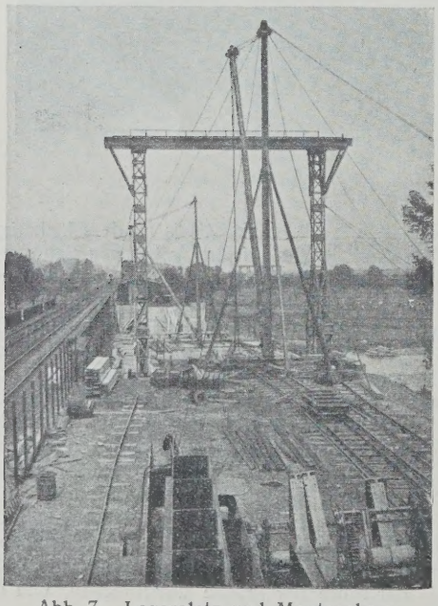


Abb. 7. Lagerplatz und Montagekran.

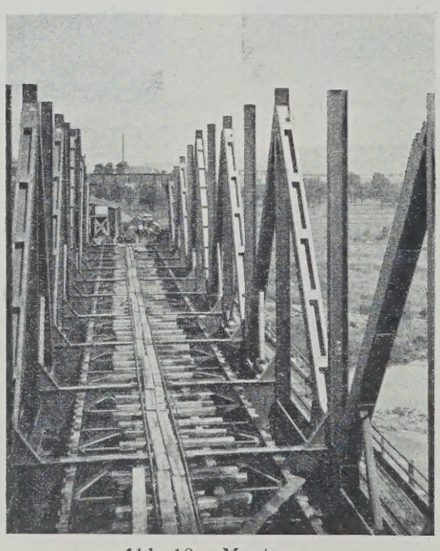


Abb. 10. Montage.

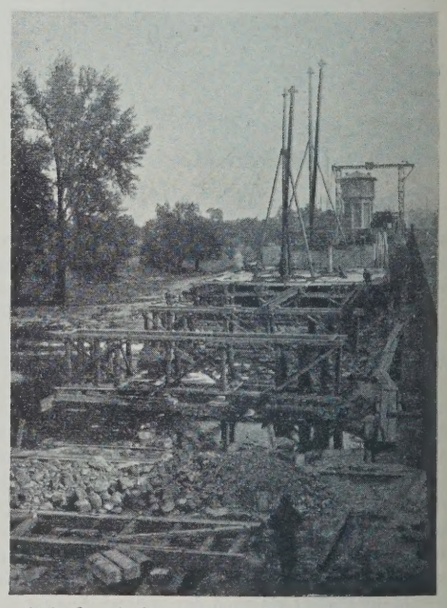


Abb. 9. Aufstellen des Montagegerüstes.

Fahrbahnlängsträger gelagert sind. Die Abdeckung der Fahrbahn geschieht mit Waffelblechen, die des Dienststeges mit Betonplatten. Der statischen Berechnung wurde der Lastenzug *N* zugrunde gelegt. Als Baustoff wurde für die Gesamtkonstruktion mit Ausnahme des Dienststeges, soweit es sich bei diesem um Teile handelt, die außerhalb der Hauptträger liegen und die aus Flußstahl St 37 hergestellt wurden, Baustahl St 48 mit 1820 kg/cm² zulässiger Beanspruchung gewählt. Nur bei den Längsträgern wurde bei der Berechnung des Bremsverbandes eine Beanspruchung von 2180 kg/cm² zugelassen. Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion beträgt rd. 540 t, es muß als außerordentlich günstig bezeichnet werden. Wenn auch die Brücken-

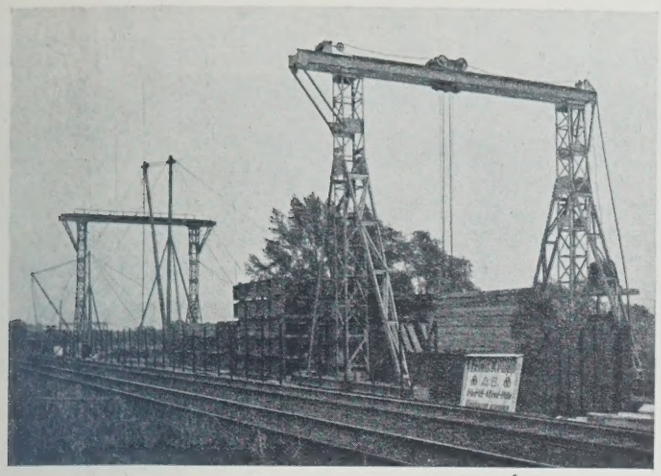


Abb. 8. Lagerplatz mit Kranen.

konstruktion an sich nichts Besonderes bietet, so rechtfertigen die zur Durchführung des Bauvorganges erforderlichen Maßnahmen eine besondere Darstellung. Machten doch die Betriebsverhältnisse der Strecke und die örtlichen Umstände ziemlich weitgehende Aufwendungen erforderlich, um die Durchführung der Arbeiten ohne Beeinträchtigung des Betriebes vornehmen zu können.

Die Durchführung der Umbauarbeiten.

Die Belastung der Strecke verbot jede Einschränkung des zweigleisigen Betriebes. Es mußte also während des ganzen Bauvorganges der volle zweigleisige Betrieb aufrechterhalten werden. Möglich war lediglich, wenn auch unter besonderem Aufwande für Umleitung von Zügen und Überführung der Reisenden der in dieser Zeit anfallenden Züge, die nicht umgeleitet werden konnten — also gebrochen werden mußten —, auf dem Landwege, eine Sperrpause in einer Nacht, die zum Einschieben der vorher seitlich ihrer endgültigen Lage montierten Brücke ausreichte. In der vorläufigen Lage mußte die Brücke während der Beseitigung der alten und der Herstellung der neuen Auflager den vollen zweigleisigen Betrieb aufnehmen. Nach Prüfung verschiedener Vorschläge — es war z. B. erwogen worden, die neue Brücke seitlich in solcher Höhe zu montieren, daß sie über die vorhandene Steinbrücke hinweggeschoben und auf vorläufige Widerlager gelagert werden konnte, unter Anrampen der Gleise auf beiden Seiten, und stufenweisem Absenken der Eisenkonstruktion nebst Rampen nach Beseitigung der alten Brücke, eine Lösung, die sich aber bei den gegebenen Betriebsverhältnissen nicht als durchführbar erwies, dazu auch eine größere Stützweite erfordert hätte, weil die neue Brücke über die vorhandenen Widerlager hinweggreifen mußte — entschloß man sich zu der tatsächlich durchgeführten Lösung, die in Abb. 4 bis 11 dargestellt ist. Es ist zu beachten, daß die hauptsächlichste Schwierigkeit für den ganzen Bauvorgang darin lag, daß der Abbruch der vorhandenen steinernen Brücke längere Zeit in Anspruch nahm und daß die endgültigen Auflager in die vorhandenen Widerlager fallen mußten, wenn man nicht die Stützweite der neuen Brücke unnötig vergrößern wollte. Das Bauprogramm war in großen Zügen folgendes:

Nachdem neben der vorhandenen Brücke zunächst vorläufige feste Auflager geschaffen waren, wurde die neue eiserne Brücke auf diesen Auflagern montiert. Gleichzeitig wurde sie in dieser vorläufigen Lage an den vorhandenen Damm durch Erdschüttung angeschlossen, um den Betrieb während der Abbruchzeit der alten Brücke und der Errichtung der endgültigen Auflager zweigleisig umleiten zu können. Aus örtlichen Gründen — Ablagerungsmöglichkeit für die Abbruchmassen, ferner aber auch, weil gleichzeitig eine in der Nähe liegende Wegeunterführung, deren Gewölbe und Widerlager auch den gewachsenen Anforderungen nicht mehr genügten, erneuert werden sollte — wurde die Verschwenkung der Betriebsgleise und die vorläufige Brücke flußabwärts angeordnet. Die verschiedenen Bauzustände zeigen Abb. 4 bis 6. Wegen der beengten Verhältnisse auf dem Damm, der unmittelbar vom Eisenbahngleis erreichbar, als Lagerplatz für die Eisenkonstruktion, zur Aufnahme der maschinellen Anlagen, zur Herstellung von Preßluft und Elektrizität, ferner aber auch zur Entladung und Lagerung für die Stoffe zur Durchführung der Betonarbeiten, Zement, Sand, Kies usw., dienen mußte, war die Anordnung und Verteilung der einzelnen Lagerflächen usw. gelegentlich ziemlich schwierig, wenn allen berechtigten Wünschen der ausführenden Firmen Rechnung getragen werden sollte. Das unten an den Ahrufern gelegene Gelände kam für derartige Zwecke nur wenig in Frage. Abgesehen davon, daß es mangels geeigneter Wege nur mit großen Schwierigkeiten zu erreichen war und die Abfuhr mittels Landfuhrwerks von der Ladestraße des Bahnhofs Sinzig wesentlich höheren Aufwand erfordert hätte, dazu auch noch für den größten Teil der Baustoffe unwirtschaftliches Heben auf die Verwendungsstelle zur Folge gehabt hätten, mußte ständig mit Hochwassergefahr gerechnet werden. Da die Hochwasserwelle von der oberen Ahr bis zur Mündung nur wenige Stunden braucht, hätten bei Heranziehung dieses Geländes für die genannte Strecke sehr leicht schwerwiegende Schäden eintreten können. Abb. 7 u. 8 zeigen den auf dem rechten Ufer der Ahr gelegenen Lagerplatz mit den Ablade- und Montagekranen, Abb. 9 gibt ein Bild von der Aufstellung der Montagegerüste, 10 u. 11 zeigen einige beachtenswerte Zustände während der Montage.

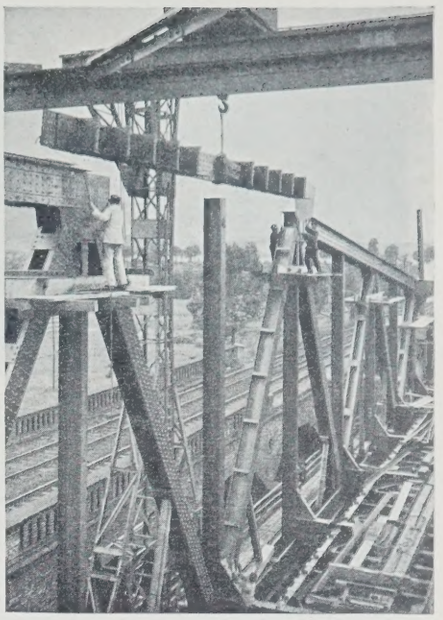


Abb. 11. Montage.

Als Baugrund für die Auflager der Brücke in ihrer vorläufigen und endgültigen Lage ergab sich das Kiesgeschiebe der Ahr, in dem sich aber auch größere Felsstücke befinden, wie beim Rammen der Spundwände festgestellt wurde. Das Baugelände weist nicht nur hohen Grundwasserstand auf, sondern man mußte auch, wie bei früheren Arbeiten in der Nähe des Flusses festgestellt worden war, u. U. mit unterirdischen Wasseradern mit recht erheblichem Andrang rechnen. Die Festigkeit des Kiesbodens war an und für sich gut, so daß die vorgesehene Bodenpressung von 4 kg/cm² zugelassen werden konnte. Um den geschilderten Verhältnissen Rechnung zu tragen und die Wasserhaltung zu ermöglichen, wurden die Baugruben durch Spundwände eingeschlossen. Da bei den vorläufigen Auflagern bei hölzernen Spundwänden große Schwierigkeiten beim Rammen entstanden waren, entschloß sich die Bauleitung, für die endgültigen Auflager Spundwände aus Larsseneisen Profil Nr. 2 zu verwenden, die sich außerordentlich gut bewährt haben. Nur vereinzelt, da wo die bereits erwähnten größeren Felsstücke das Rammen erschwerten, traten Verzögerungen ein. Mittels dieser Wände, die bis 5,25 m unter Gelände heruntergetrieben wurden, gelang es, die Baugruben mit verhältnismäßig geringem Aufwande für die Wasserhaltung so trocken zu legen, daß die Betonierungsarbeiten ungestört durchgeführt werden konnten. Da die chemische Untersuchung des Grundwassers Gehalt an freier Kohlensäure ergeben hatte, wurden verschiedene Vorsichtsmaßnahmen getroffen, um zerstörende Einwirkungen auf den Beton zu verhüten. Über einer Bodenschicht von 0,25 m Stärke im Mischungsverhältnis 1 : 0,75 (Traß) : 2 : 4, die außerdem noch einen Zusatz von Sika[2]), und zwar auf 12 R.-T. Wasser 1 R.-T. dieses Präparats enthält, einmal zum Schutz gegen Kohlensäureeinwirkungen, zum anderen aber auch um schnelles Abbinden der Bodenschicht und damit Abdichtung der Baugrubensohle zu erreichen, wurde eine Isolierschicht angeordnet, die aus einer dreifachen Lage von Bitumen von 0,5 cm Stärke mit zweifacher Juteeinlage besteht. Der Fundamentbeton darüber bis ungefähr

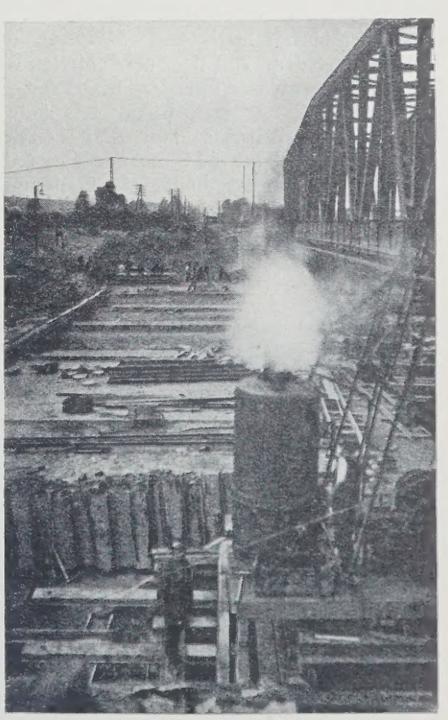


Abb. 12.
Rammarbeiten am südlichen Auflager.

[2]) Lieferfirma: K. Winkler & Cie. G. m. b. H., Durmersheim (Baden).

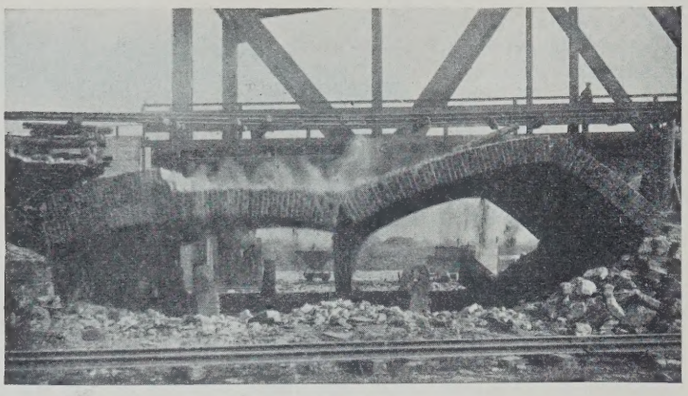


Abb. 13.
Einsturz des ersten nördlichen Bogens.

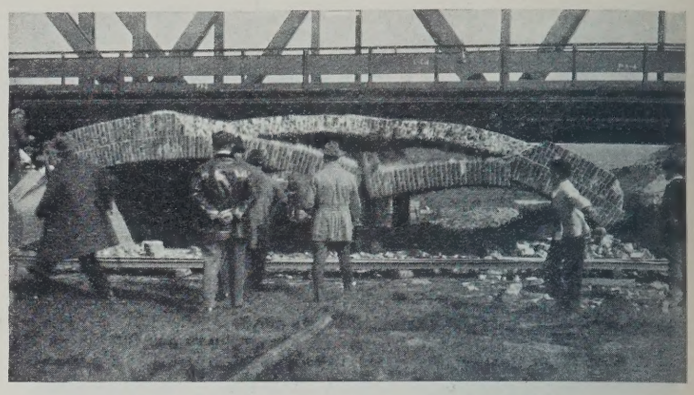


Abb. 14. Einsturz des zweiten nördlichen Bogens.
Der Pfeiler wird durch den Seitenschub mit umgelegt.

Geländehöhe enthielt das Misch.-Verhältnis 1 : 0,5 (Traß) : 3 : 6. Darüber liegt der eigentliche Aufbau der Widerlager, der ohne Traßzusatz im M.-V. 1 : 2 : 4 ausgeführt wurde. Es wurde durchschnittlich Hochofenzement verwendet mit Ausnahme des Aufbaues des nördlichen Widerlagers, der zur Abkürzung der Abbindezeit, um damit die Gesamtfertigstellung zu beschleunigen, mit schnellbindendem Zement ausgeführt wurde. Die Auflagerkörper bestehen aus Eisenbeton. Die Grundfläche der endgültigen Widerlager beträgt $16{,}2 \cdot 8{,}5 = 137{,}7$ m². Das Sikapräparat wurde auch zum Schließen einzelner undichten Stellen in den Larssenspundwänden mit Erfolg benutzt. Abb. 12 zeigt einen Blick auf die Baustelle während der Rammarbeiten nach Beseitigung der alten Brücke.

Der Abbruch der alten Brücke.

Nachdem der Betrieb über die neue Brücke in ihrer vorläufigen Lage umgeleitet worden war — die Gesamtarbeiten hatten bisher von Mitte Oktober 1926 bis Ende August 1927 gedauert —, konnte mit der Beseitigung der alten Brücke begonnen werden. Da das ganze Bauwerk noch vor dem Winter 1927 fertiggestellt werden sollte, mußten für den Abbruch, an dem Zeit zu sparen war, besonders kurze Fristen gesetzt werden. Durchgeführt wurde diese Arbeit, indem nach Abtragung der Spargewölbe und zum Teil auch der oberen Tragbogen, mittels Preßluftmeißeln jeweils an einer Kämpferlinie von beiden Seiten her das Gewölbe bis zur Mitte aufgeschlitzt wurde. Nachdem der noch tragende Teil genügend klein geworden war, sackte das Gewölbe ab und zerbrach hierbei in mehrere Teile. Vorher unter den Gewölben eingerammte Holzpfähle haben die Zerkleinerungsarbeiten unterstützt. Abb. 13 u. 14 zeigen den Arbeitsvorgang. In Einzelfällen ist es sogar gelungen, bei den Gewölben über dem Lande auch gleichzeitig einen Pfeiler mit umzulegen, wie Abb. 14 zeigt. Der Seitenschub des abstürzenden Gewölbes legte den Pfeiler, und zwar den, an dem nicht eingeschlitzt worden war, um. Nach Zerkleinerung der Trümmer auch mittels Preßluftmeißeln konnten die Abbruchmassen abgefahren werden. Auf dem geschilderten Wege gelang es, in knapp einem Monat die ganze alte Brücke zu beseitigen. Die Errichtung der endgültigen Widerlager für die neue Brücke erforderte rd. $1\frac{1}{2}$ Monate einschließlich Abbindezeit. Während dieser Zeit konnten bereits die Vorbereitungen für die Verschiebung der Eisenkonstruktion in ihre endgültige Lage getroffen werden. Es war ursprünglich beabsichtigt gewesen, die Verschiebewagen so anzuordnen, daß die Unterstützung des eisernen Überbaues beiderseits unter dem ersten Knotenpunkte vom Widerlager aus stattfinden sollte. Die nähere Untersuchung des Grund und Bodens in dieser Zone, der als gepflastertes Hochwassergelände der Ahr einen sehr vertrauenerweckenden Eindruck gemacht hatte, ergab aber, daß unter dieser Pflasterung durch das strömende Wasser zum Teil große Hohlräume entstanden waren, die es nicht ratsam erscheinen ließen, die Verschiebebahn hierauf aufzubauen. Hätte doch ein Nachgeben dieser Bahn auch nur um geringe Beträge den ganzen Verschiebevorgang in Frage gestellt und darüber hinaus sogar den Betrieb der stark belasteten Rheinstrecke gefährdet und damit unübersehbare Schwierigkeiten verursacht. Man entschloß sich daher, die Achse der Verschiebebahnen nach den Auflagern hin zu verschieben und als Unterlage für die Verschiebegleise die Absätze der Widerlager, die mit Sparbeton bis zur Oberfläche aufgefüllt wurden, zu verwenden. Da der erste Untergurtstab der Eisenkonstruktion nicht biegungsfest war, mußten zur Übertragung der Kräfte besondere Hilfstäbe eingebaut werden, die den Unterstützungspunkt mit dem ersten Obergurtknotenpunkt verbanden (vergl. Abb. 1 b u. c). Die Fahrbahn der Verschiebebahn wurde nach dem endgültigen Auflager hin in die Neigung 1 : 500 gelegt, um den Verschiebevorgang zu erleichtern. Die Verschiebung selbst geschah mittels zweier starr gekuppelter vierrädriger Verschiebewagen auf jeder Auflagerseite, die auf Schienen laufen, die auf eisernen Fahrbahnträgern aufgelagert sind. Unter diesen Trägern übertragen Mann an Mann gelegte Holzschwellen die Druckkräfte auf das Fundament (Abb. 15). Gegen diese eisernen Fahrbahnträger stützen sich beiderseits zwei Querträger (Ausgleichträger), gegen die sich wiederum die beiderseits der Fahrbahn aufgestellten Handkabelwinden — auf jeder Seite der Verschubbahn zwei — legen. Außerdem werden die Kloben der Kabelflaschenzüge hier auf der einen Seite befestigt. Die an den Handkurbeln ausgeübte, durch Vorgelege und Flaschenzüge übersetzte Kraft wirkt auf die beiden freien Enden der Flaschenzugkabel, die jeweils auf die Trommeln zweier gegenüberstehenden Winden laufen. Auf diese Weise ist es möglich, an jeder Auflagerseite mit vier Winden gleichzeitig zu arbeiten. Abb. 16 zeigt die Anordnung der Verschiebebahn und die Kraftübertragung. Aus Sicherheitsgründen, um bei etwaigen Sperren der Brücke während des Verschiebevorganges oder bei plötzlich eintretenden Hindernissen einen Kraftüberschuß bezw. eine von den Handwinden unabhängige Kraft zur Verfügung zu haben, war auf jeder Seite des Flusses, und zwar gegen die Brückenachse versetzt, eine Dampfkabelwinde angeordnet. Es war jedoch nicht erforderlich, auf diesen Rückhalt zurückzugreifen. Der Verschiebevorgang selbst vollzog sich so, daß nach Sperrung der Strecke die Brücke zunächst mittels hydraulischer Pressen, die zwischen den Lagern auf dem Widerlagermauerwerk aufgestellt waren, von ihren Auflagern abgehoben und dann nach Einbringen

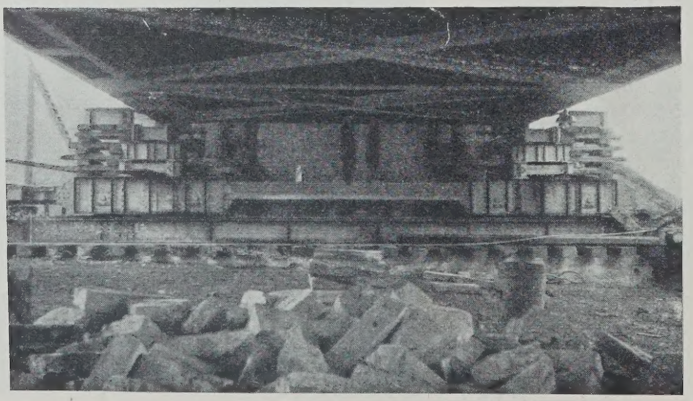


Abb. 15. Konstruktion der Verschubbahn,
Verschubwagen sowie Anbringung der hydraulischen Pressen.

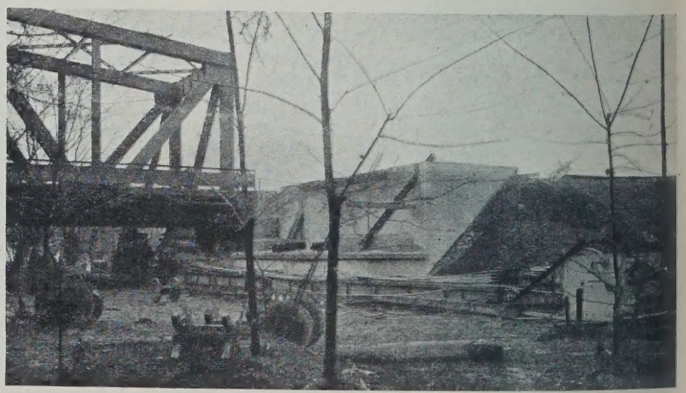


Abb. 16.
Verschubbahn am südlichen Widerlager.

genügender Zwischenlagen auf die Verschiebewagen abgesenkt wurde, worauf die eigentliche Verschiebung, im vorliegenden Falle um 14,5 m, stattfinden konnte. Nach Ankunft in der endgültigen Lage wurde die Brücke mittels der unterdessen hier eingebauten hydraulischen Pressen von dem Verschiebewagen abgehoben und dann auf die endgültigen Auflagersteine abgesenkt. Die Lagerteile selbst sind an der Brücke geblieben. Der eigentliche Verschiebevorgang um 14,5 m verlief außerordentlich günstig und erforderte nur wenig über eine halbe Stunde.

Zum Zweck der Durchführung der Verschiebung der Brücke in ihre endgültige Lage wurde die Rheinstrecke zwischen Remagen und Sinzig von Sonntag abends 22 Uhr bis Montag früh 6 Uhr gesperrt. Die Nacht von Sonntag auf Montag wurde gewählt, weil in dieser Nacht der Güterverkehr am geringsten ist. Die durchgehenden Schnellzüge wurden von Koblenz über Neuwied nach Köln über die rechte Rheinseite umgeleitet; ein Eilzugpaar und eine Reihe von Personenzügen mußten in Sinzig bezw. Remagen gebrochen werden. Die Überführung der Reisenden, des Gepäcks usw. geschah mittels Kraftwagen, wobei bei einzelnen Zügen ein Verkehrsaufkommen von etwa 300 Personen bewältigt werden mußte. Die Arbeiten zur Verschiebung und die damit verbundenen umfangreichen Gleisarbeiten konnten in der vorgesehenen Sperrpause planmäßig durchgeführt werden.

Beobachtungen und Erfahrungen an der umlauflosen Doppelschleuse Ladenburg des Neckarkanals.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Emil Burkhardt,** Stuttgart.

In der Bautechnik 1927, Heft 3 vom 14. Januar, habe ich über Modellversuche mit Schleusen ohne Umläufe berichtet. Da auf Grund dieser Versuche die Doppelschleuse Ladenburg der Neckarkanalisierung als erste Schleuse ohne Umläufe mit Energievernichtungsanlagen ausgeführt und im August 1927 in Betrieb genommen worden ist, dürfte eine Mitteilung darüber, wie sich die umlauflose Anordnung im Betriebe bewährt, von Interesse sein.

Das Kennzeichen der umlauflosen Schleuse besteht kurz wiederholt darin, daß die Schleusenkammer unmittelbar mit Hilfe der Tore gefüllt und entleert wird. Die Vernichtung der lebendigen Kraft des in Richtung der Schleusenachse ein- bezw. abfließenden Wassers geschieht durch eine Querwand, die hinter der Ausflußöffnung so angeordnet ist, daß in dem ausfließenden Wasser Walzen- und Wirbelbildung bewirkt und damit die lebendige Kraft vernichtet wird.

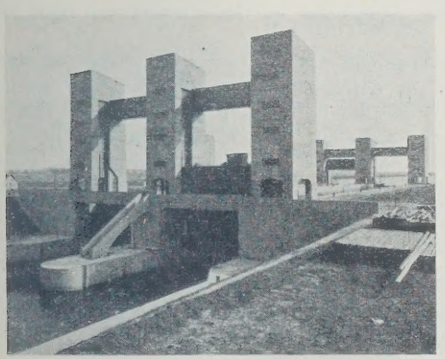


Abb. 1.

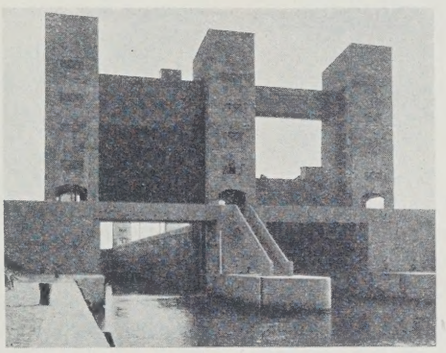


Abb. 2.

Die beiden Kammern der Doppelschleuse, von der Abb. 1 ein Gesamtbild und Abb. 2 eine Ansicht des Unterhauptes zeigt, haben je eine nutzbare Kammerlänge von 110 m und eine nutzbare Breite von 12 m; die größte Gefällhöhe beträgt 10 m. Die Mittelmauer der beiden nebeneinander liegenden Schleusen, die bei Anordnung mit Umläufen eine Stärke von mindestens 13 bis 14 m oder bei versetzten Häuptern, die jedoch eine wesentliche Verlängerung des Schleusenbauwerks bedingt hätten, eine Stärke von mindestens 7,5 m hätte erhalten müssen, konnte mit einer Stärke von nur 5,50 m ausgeführt werden (Abb. 3). Beide Schleusenkammern stehen durch einen abschließbaren Kanal in der Mittelmauer zwischen den Vorkammern miteinander in Verbindung, so daß die Schleusen gegenseitig als Sparkammern benutzt werden können. Die Oberhäupter wie auch die Unterhäupter haben Hubtore mit Gegengewichten als Verschlüsse. Diese haben gegenüber anderen Torsystemen den Vorteil, daß sie jederzeit vollständig aus dem Wasser gehoben und daher leicht gewartet und unterhalten werden können. Die 4,35 m hohen Hubtore an den Oberhäuptern (Abb. 4) sind als Rollschütze (hier aus besonderen Gründen mit Eisklappen), die Tore an den Unterhäuptern (Abb. 5) mit 14 m Höhe als Gleittore mit eingebauten Segmentschützen für die Entleerung konstruiert. Gegenüber normalen Toren haben die Tore wegen der Füllung bezw. Entleerung unmittelbar mit dem Tor nur eine Mehrhöhe von 0,65 m am Oberhaupt bezw. 0,80 m (Einbau der Segmente) am Unterhaupt.

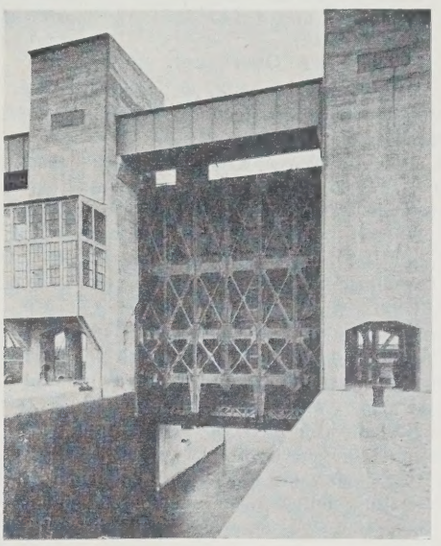


Abb. 5.

Beim Füllen der Schleusen mittels der Obertore werden die Tore aus der geschlossenen Stellung zunächst bis zu 0,5 m Spaltöffnung angehoben, was einer größten Durchflußwassermenge von 34,5 m³/Sek. entspricht; alsdann wird die Bewegung durch Zwischenschalter selbsttätig

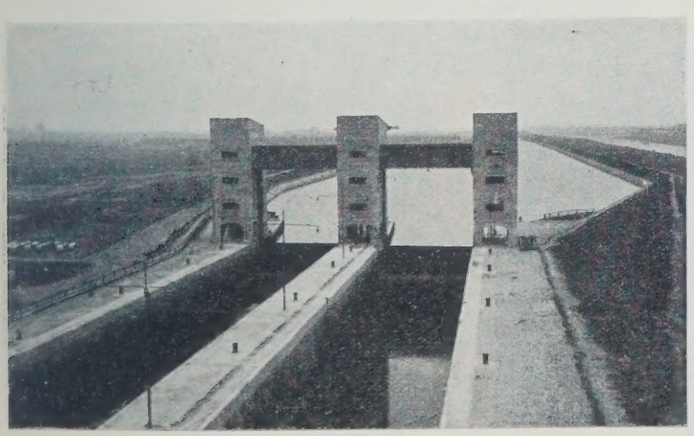


Abb. 3.

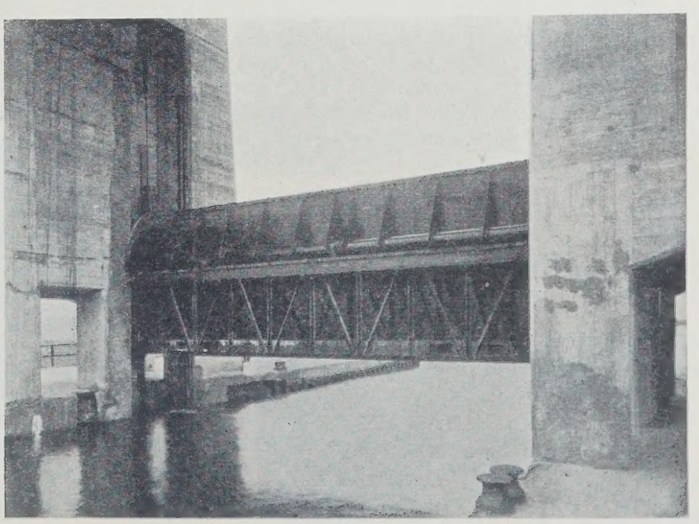


Abb. 4.

unterbrochen, bis der Wasserspiegel in der Schleuse mit der oberen Haltung nahezu ausgespiegelt ist, darauf wird das Tor in seine Endstellung, d. i. 6 m über Oberwasserspiegel, gehoben. Die Geschwindigkeit für den ersten Hub von 0,5 m wurde auf 4cm/Sek., die Geschwindigkeit für das Ausfahren des Tores in die Endstellung auf 8,8 cm/Sek. festgesetzt. Von dem Einbau einer elektrischen Verzögerungseinrichtung (Leonard-Aggregat) für den Schützhub wurde auf Grund der Versuchsergebnisse abgesehen.

Das Entleeren der Kammern geschieht durch Öffnen der in den Untertoren befindlichen Segmentschütze (drei Stück im Tor) mit einer Geschwindigkeit von 0,6 cm/Sek. bis auf 0,45 m Spaltöffnung. Von hier ab wird, um die abfließende Wassermenge mit Rücksicht auf die im Vorhafen liegenden Schiffe nicht zu groß werden zu lassen, die Hubgeschwindigkeit auf 0,23 cm/Sek. abgedrosselt, bis eine Spaltöffnung von 0,65 m erreicht ist. Nach der Ausspiegelung zwischen Kammerwasser und Unterwasser wird das Hubtor mit einer Geschwindigkeit von rd. 18 cm/Sek. in die Endstellung hochgezogen. Tore und Schütze werden zentral von einem am Mittelturm des Unterhauptes konsolartig angebauten Kommandoraum aus betätigt.

Die gesamte Schleusenausrüstung wurde von den Firmen Fried. Krupp Grusonwerk A.-G., Magdeburg-Buckau, Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, und Siemens-Schuckert-Werke A.-G., Berlin, geliefert.

Über die an der ausgeführten Doppelschleuse Ladenburg gemachten Beobachtungen und Erfahrungen ist Nachstehendes zu berichten:

I. Oberhaupt.

Die bauliche Ausbildung der Oberhäupter ist in Abb. 6 wiedergegeben. Für ihre Bemessung war maßgebend, daß mit Rücksicht auf das gleichzeitig am Kanal betriebene Kraftwerk, dessen drei Turbinen zusammen für eine Schluckfähigkeit von 100 m³/Sek. (120tägiges Wasser) bemessen sind, aus dem Kanal für eine Schleusenfüllung nicht mehr als 30 m³/Sek. entnommen werden dürfen. Der Schützhub wurde demnach zu 0,50 m bemessen. Wie Zeitmessungen ergaben, dauert beim Füllen das Anheben des Tores um dieses Maß 12 Sek. Die in die Vorkammer einfließende Wassermenge wächst damit in sehr kurzer Zeit und ununterbrochen auf das Höchstmaß an. Das gegen die Querwand schießende Wasser bildet einen geschlossenen Strahl, der sich beim Auftreffen auf die Wand in eine Deckwalze und einen nach unten der Querwand entlang fließenden Wasserstrom teilt. In der Schleusenkammer selbst wird in den ersten 25 Sek. eine Wasserbewegung überhaupt nicht wahrgenommen. Der Einströmungsvorgang wird vielmehr erst allmählich an dem Zustandekommen der für das Abströmen des Wassers nach dem Unterhaupt hin erforderlichen Spiegelerhöhung hinter der Querwand bemerkbar. Die aus den Modellversuchen gezogenen Schlüsse, wonach durch die Energievernichtung und durch das Auftreten eines neuen Wasserspiegels über dem Unterwasser in der Vorkammer die Bildung von Stoßwellen in der Schleusenkammer völlig verhindert, sowie eine Verzögerung im Abfluß und damit eine Dämpfung des Füllschwalls erzielt wird, werden hiernach an dem Vorgang in der Wirklichkeit bestätigt. Der Vorraum zwischen Drempel und Querwand ist bei entsprechender Bemessung in der Lage, plötzliche Wassermengensteigerungen durch Zunahme des Volumens der in Drehung versetzten Walzen und Wirbel zu verarbeiten und davon in die Schleusenkammer nur so viel abzuführen, als der Zunahme des Zuwachses an Gefällunterschied zwischen dem Wasserspiegel in der Vorkammer und der Schleusenkammer entspricht. Diese Eigenschaft des Vorraumes ließ es zu, von einer kostspieligen und empfindlichen elektrischen Verzögerungseinrichtung (Leonard-Aggregat) für die Steuerung des Schützhubes abzusehen. Durch die Energievernichtung innerhalb der Vorkammer wird erreicht, daß das Wasser mit geringer Querschnittsgeschwindigkeit und völlig ruhig in zur Schleusenachse parallelen Stromfäden in die Schleusenkammer einfließt. Das vorübergehend zu beobachtende gleichmäßige Einfließen eines innigen Gemisches von Wasser und Luft — letztere herrührend von der Ejektorwirkung des offen in die Vorkammer einströmenden Wasserstrahles — erweist sich insofern von Vorteil, als dadurch die tief unten einströmenden Wasserfäden senkrecht nach oben abgelenkt werden und die insbesondere in den höheren Lagen eintretende Spiegelsenkung gegen das Oberhaupt zu aufheben, so daß die Schiffe, wie dies aus Abb. 7 hervorgeht, unmittelbar und gefahrlos vor der Querwand festmachen können.

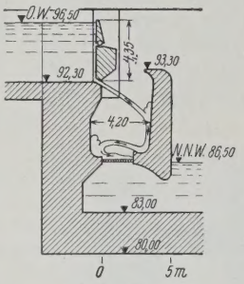


Abb. 6.

Sobald der Wasserspiegel in der Vorkammer in Drempelhöhe angelangt ist, bewirkt der dem Tor zu gerichtete Ansatz an der Querwand eine rückläufige Walzenbildung (Abb. 8) und verhindert dadurch ein Überspringen der Querwand. Bei weiterem Steigen des Kammerwasserspiegels quillt das Wasser auch aus der Vorkammer nach oben aus (Abb. 9) und fließt mit geringer Wellenbildung nach der Schleusenkammer ab. Der weitere Vorgang bis zum Ausspiegeln des Kammerwassers mit dem Kanalwasser zeigt keine besonderen Merkmale. Der gesamte Füllungsvorgang bei einer Höhe des Unterwassers von 87,60 m über NN und einer Oberwasserhöhe von 96,50 m über NN beansprucht 7 Min. 26 Sek., wovon 3 Min. 17 Sek. auf die Füllung bis zum Drempel auf Höhe 92,30 m über NN und 4 Min. 10 Sek. von Drempelhöhe bis zur Ausspiegelung mit dem Oberwasser entfallen, wobei mit dem Ausfahren des Tores noch bei einem Spiegelunterschied von 0,50 m begonnen wurde. Die Füllzeit bei Höchstgefälle von 10 m beträgt 8 Min. Die in die Schleuse einströmende Höchstwassermenge errechnet sich aus den Beobachtungen zu 34,5 m³/Sek. Die größte Steiggeschwindigkeit beträgt 2,4 cm/Sek. Die während des Füllungsvorgangs beobachtete größte Absenkung im Oberwasserkanal ergab sich zu 0,22 m.

Schiffahrtstechnisch ist während des Schleusungsvorgangs beachtenswert, daß Querströmungen in der Schleuse, wie sie bei Schleusen mit Umläufen vorkommen und die das Festmachen der Schiffe so sehr erschweren können, gar nicht auftreten. Das Schiff verbleibt dauernd in der Nähe der Haltekreuzreihe, an der es festgemacht wird. Die Trossen können ohne Mühe umgelegt werden und die Schiffe ohne Schwierigkeit aufsteigen. Wie Füllungsversuche gezeigt haben, könnte die Füllwassermenge ohne Nachteil auf das Doppelte und damit die Steigegeschwindigkeit auf 4,5 cm/Sek. gesteigert werden. Hierbei empfiehlt es sich allerdings, den Schützhub stufenweise in zwei Abschnitten vorzunehmen. Daß bei diesem raschen Aufstieg die Schiffer den Schleusungsvorgang mit größerer Aufmerksamkeit zu verfolgen und die Haltetrossen vorsichtig zu führen haben, ist selbstverständliche Voraussetzung.

Wie bereits erwähnt, können die Schiffe unmittelbar vor der Querwand festmachen, da nach den Beobachtungen ein Trossenzug nach dem Oberhaupt zu kaum auftritt. Durch die weitgehende Energievernichtung und Dämpfung der dynamischen Erscheinungen in der Vorkammer erlangt die nach dem Unterhaupt zu laufende Füllungswelle das Übergewicht, so daß die Schiffe während des Füllungsvorganges unverändert in den Trossen liegen, was ihr Aufsteigen sehr erleichtert. Ein Bild der Wasserspiegellinie während des Füllungsvorgangs gibt Abb. 10 wieder. Die

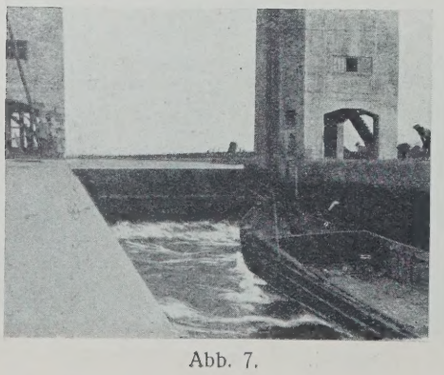


Abb. 7.

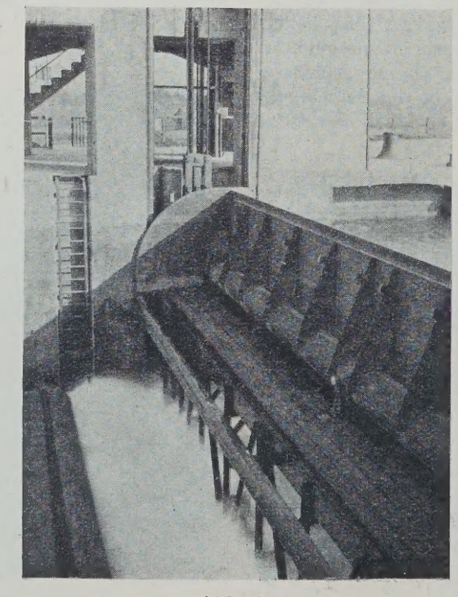


Abb. 8.

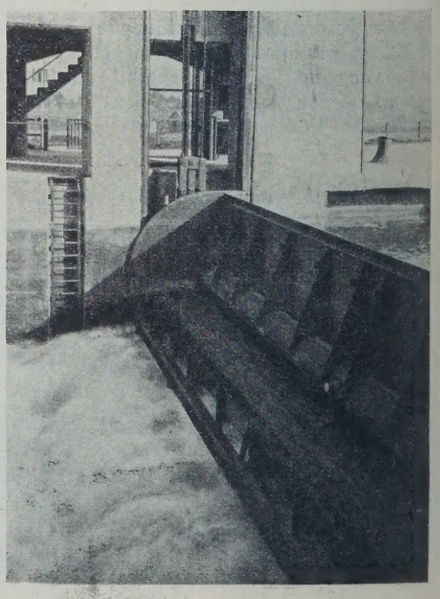


Abb. 9.

Wasserspiegelschwankung, am Unterhaupt gemessen, beträgt nur etwa 5 bis 10 cm. Wie gleichmäßig ruhig die Schiffe in der Schleuse liegen, dürfte auch noch daraus hervorgehen, daß Schiffe mit eigener Triebkraft (300 t), darunter auch Personendampfer überhaupt nicht festmachen und der Treibwirkung des einströmenden Wassers nach dem Unterhaupt nur durch zeitweiliges Ingangsetzen der Schiffsschraube begegnen.

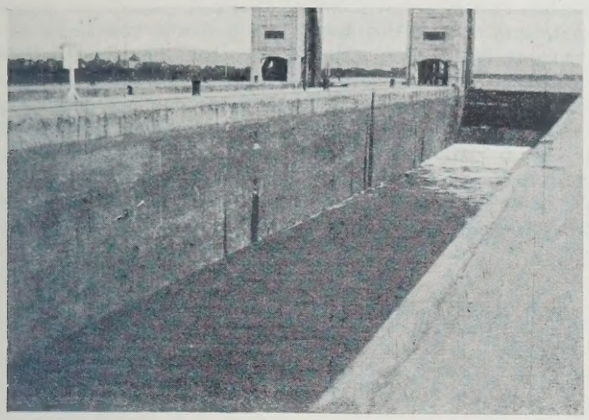


Abb. 10.

Zusammenfassend geht das Urteil der Schiffahrttreibenden dahin, daß die Schiffe beim Füllungsvorgang ruhiger liegen als in den übrigen Schleusen des Neckarkanals, die mit Umlaufkanälen versehen sind.

II. Unterhaupt.

Am Unterhaupt der Doppelschleuse, wo bei der Vernichtung der lebendigen Kraft insbesondere darauf zu achten ist, daß im Unterkanal Zerstörungen und kostspielige Unterhaltungsarbeiten vermieden werden, ist in der rechten Schleusenkammer zur Energievernichtung eine Zahnschwelle auf Grund von Versuchen des Vorstandes des Wasserbaulaboratoriums der Technischen Hochschule Darmstadt, Prof. Dr.-Ing. Thürnau, angeordnet worden. In der linken Schleusenkammer wurde, ähnlich wie am Oberhaupt, unterhalb der Ausflußöffnung im Tor eine Querwand, die zur Begünstigung der Walzenbildung eine gekrümmte Form erhalten hat, eingebaut. In beiden Fällen geschieht die Entleerung der Schleusenkammer durch Öffnen der in das Untertor eingebauten Segmentschütze. Die Gesamtzeit zur Freigabe des Schützspaltes von 65 cm Höhe beträgt 165 Sek., wovon 77 Sek. auf die Spaltweite von 40 cm und 88 Sek. auf die restliche Spaltweite von 23 cm entfallen.

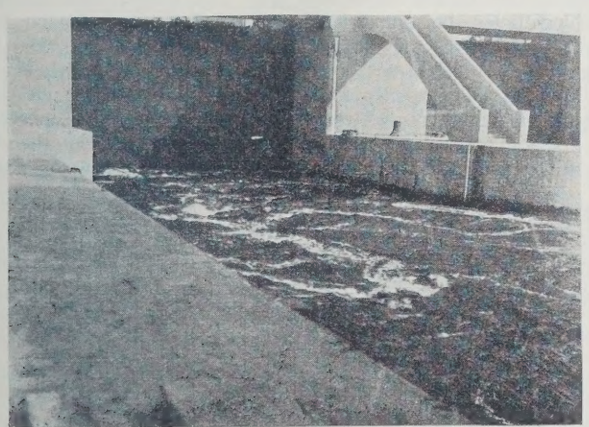


Abb. 11.

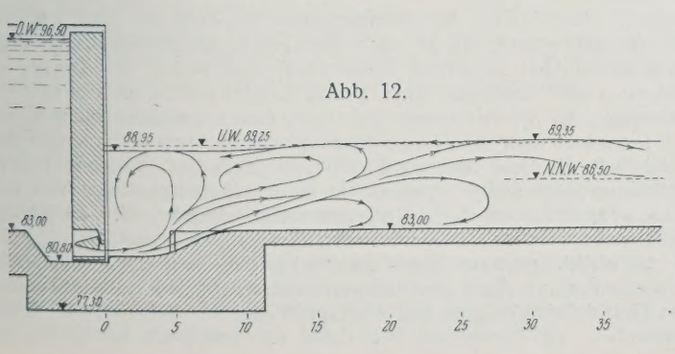


Abb. 12.

Abb. 11 zeigt die Ausströmungserscheinungen an der Zahnschwelle. Wie ersichtlich, werden starke, ungleichmäßig über den Vorhafen verteilte und noch in 35 m Entfernung vom Tor auftretende Wirbel ausgelöst. Der Scheitel der Wasserspiegellinie liegt nach der Aufnahme (Abb. 12) bei einer Unterwasserhöhe von 89,70 m über NN (gegenüber 86,50 m über NN

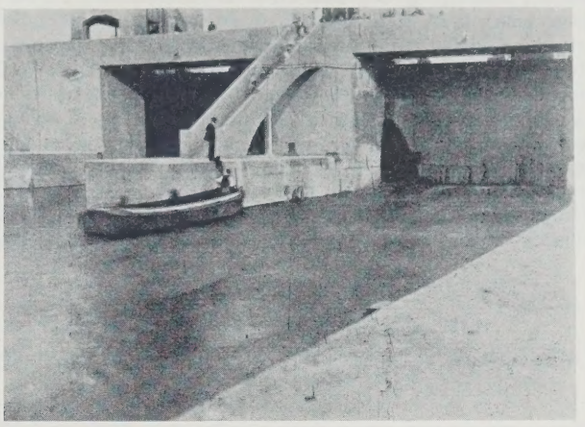


Abb. 13.

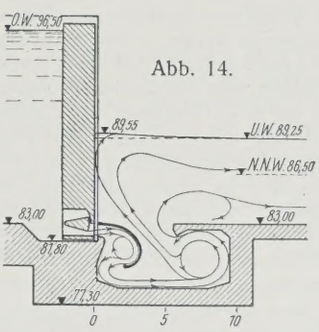


Abb. 14.

bei NW) in 30 m Entfernung vom Untertor, d. h. noch 9 m unterhalb der Zwischenmauer zwischen den beiden Schleusenausfahrten. Die Spiegelsenkung nach dem Tor zu beträgt 0,40 m.

Schiffahrttechnisch nachteilig ist, daß durch die Zahnschwelle der Scheitel der Wasserspiegellinie — im Gegensatz auch zu der Anordnung mit Umläufen — (s. Abb. 15 Ausfluß am Unterhaupt bei Anordnung von Umläufen, Schleuse Wieblingen) weit vom Tor weg verlegt wird und der ausströmende Strahl sehr zerrissen wird, so daß die Schiffe in den Trossen hin- und hergeworfen werden. Wird ein Schiff, etwa infolge Trossenbruches in das Gegengefälle eingezogen, so kann es mit großer Kraft gegen das Tor getrieben werden. Dem Streben, mit Rücksicht auf die Schiffahrt bereits in kurzer Entfernung einen gleichförmigen Abfluß zu

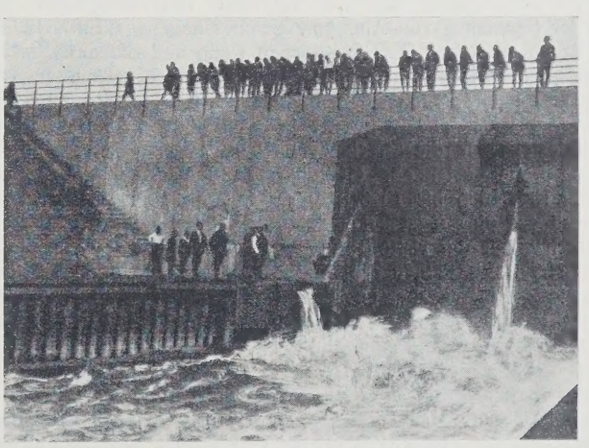


Abb. 15.

erlangen, steht die Wirkungsweise der Zahnschwelle entgegen. In baulicher und betrieblicher Hinsicht verlangt die Zahnschwelle eine sehr starke Ufer- und Sohlenbefestigung sowie lange Leitwerke und Zufahrten zur Schleuse.

Der Entleerungsvorgang an der linkseitigen Schleusenkammer vollzieht sich, wie aus Abb. 13 hervorgeht, wesentlich ruhiger, da hier das gegen die gekrümmte Querwand ausströmende Wasser gezwungen wird, seine Energie noch innerhalb der sogenannten Bremskammer vor dem Austritt in das Unterwasser abzugeben; durch die Walzenbildung und Umlenkungen strömt das Wasser in parallelen Stromfäden aus und hat bereits hinter dem Tor eine gleichförmige wirbellose Geschwindigkeit erlangt. Wie die Aufnahme der Spiegellinie Abb. 14 zeigt, liegt der Scheitel unmittelbar beim Tor, so daß die im UW festgemachten Schiffe unver-

ändert in den Trossen und völlig ruhig und gefahrlos vor dem Untertor liegen können. Rückwirkend äußert sich der gleichmäßige Abfluß auch noch günstig auf die ruhige Lage der Schiffe innerhalb der Schleuse.

Die Begrenzung des Energievernichtungsvorgangs auf einen engen Raum, der noch innerhalb der gemauerten Schleuse liegt und der sich bei einfacher Ausbildung der Querwand (etwa nach Abb. 13 oder 14 in der „Bautechnik" 1927, Heft 3) lediglich durch Vertiefung der Sohle des Unterkanals unterhalb der Schleuse auf geringe Länge gewinnen läßt, gestattet die Anlage kurzer Leitwerke und Zufahrten zu der Schleuse, ein Umstand, der, abgesehen von Kosteneinsparungen im Hinblick auf die Leistungsfähigkeit der Schleusenanlage, die bekanntlich in hohem Maße von dem Zeitverbrauch für das Hinein- und Herausziehen der Schiffe abhängt, sehr zu beachten ist. Baulich liegt in einer weitgehenden Energievernichtung die sicherste Gewähr für den Bestand der Sohlen- und Uferbefestigung des Schleusenkanals. Erfahrungsgemäß erweisen sich die Schleusenvorhäfen als die empfindlichsten Bauteile der Schleusen, und die lebendige Kraft des Wassers äußert sich — oft erst nach langer Zeit und plötzlich — in den ungeahntesten Zerstörungen, deren Ausbesserung sehr kostspielig und zeitraubend ist.

Zusammenfassung.

Die aus den Modellversuchen gezogenen Schlüsse hinsichtlich der Vorgänge an den Oberhäuptern und an dem Unterhaupt mit Bremskammer haben sich in der Wirklichkeit bestätigt. Durch die Weglassung der Umläufe und ihrer Verschlüsse, die Anordnung von Hubtoren sowie die Vermeidung einer verwickelten elektrischen Steuerung beim Füllen und Entleeren ist die Schleuse baulich und betrieblich auf die einfachste Form gebracht, so daß größtmögliche Betriebssicherheit der Anlage gewährleistet wird. Durch die Vernichtung der lebendigen Kraft des Wassers noch vor seinem Eintritt in die Schleusenkammer bezw. vor seinem Austritt in das Unterwasser wird der gesamte Schleusungsvorgang verbessert. Gegenüber der Schleuse mit Umläufen bedeutet die Schleuse ohne Umläufe einen beachtenswerten Fortschritt.

Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **W. Soldan.**

(Schluß aus Heft 30.)

Sowohl nach der Meinung Kupferschmids als auch nach den Feststellungen der Landesanstalt können die Abflußquerschnitte in der Gegend des Pegels Kaub als unverändert angenommen werden. Man hätte also unbedenklich für den ganzen von Kupferschmid untersuchten Zeitabschnitt die Wasserstandsdauerlinien für Kaub bilden und sodann das geeignete Jahrfünft auswählen können, wenn das bei dem Verfahren der Landesanstalt überhaupt nötig gewesen wäre. Das war aber nach dem oben beschriebenen Verfahren nicht der Fall. Das entscheidende Jahrfünft durfte gar nicht ausgewählt werden, sondern es mußte notwendig das letzte verfügbare Jahrfünft benutzt werden. Ob seine Wasserführung bei Niedrigwasser normal war oder nicht, war gleichgültig. Zum Beispiel sind die zurzeit gültigen gleichwertigen Wasserstände (GW 1916/1920) im Jahrfünft 1916/1920 nicht an 47, sondern nur an 32 eisfreien Tagen unterschritten worden. Das Jahrfünft war also verhältnismäßig wasserreich. Der Einwand Kupferschmids trifft hiernach überhaupt nicht auf das Verfahren der Landesanstalt zu.

Endlich meint Herr Kupferschmid, die Sohlenverhältnisse hätten sich nicht nur bei Kaub, sondern auch bei Bingen und Andernach nicht geändert. Bei Kaub sind die Änderungen allerdings sehr klein, bei Bingen und Andernach dagegen recht bemerkenswert. Wie oben bereits erwähnt worden ist, hat die Landesanstalt in ihrem zweiten Gutachten die eingetretenen Änderungen nicht nur mit Hilfe von Bezugslinien, sondern auch unter Benutzung von Abflußmengenmessungen geprüft. Beide Verfahren haben an sieben Pegeln zwischen Kaub und Emmerich fast genau zu dem gleichen Ergebnis geführt. Nun ist der Vergleich von Abflußmengenmessungen zweifellos der zuverlässigste Weg, um Spiegeländerungen nachzuweisen. Das anders geartete Verfahren der Landesanstalt hat somit mindestens für die Strecke von Kaub bis zur Reichsgrenze seine Belastungsprobe bestanden. Gerade für Andernach ist die Senkung um 7 cm von 1901/1905 bis 1916/1920 durch Abflußmengenmessungen verbürgt, und von Bingen ist bekannt, daß die Flußsohle durch Ablagerungen beim Hochwasser der Nahe am 16. und 17. Januar 1918 stark aufgehöht worden ist. Diese Sohlenerhöhung war bis zum Ende des Jahres 1920 stark zurückgegangen, aber noch deutlich nachweisbar. Die Ansicht, daß an den Pegeln Bingen und Andernach keine Änderungen vorgekommen seien, ist hiermit widerlegt und die Schlüsse, die an diese Behauptung geknüpft werden, sind hinfällig.

Auch in der Schrift über die Höher- und Tieferbettung des Rheins zwischen Basel und Mannheim geht der Verfasser von den Regulierungswasserständen aus. Er wiederholt die bereits oben widerlegten Bedenken gegen das Verfahren der Landesanstalt und weist besonders auf die Schwierigkeiten hin, die auf der noch nicht regulierten Strecke des Oberrheins vorliegen. Diese Strecke besitzt bekanntlich von der Isteiner Schwelle 12 km unterhalb Basel bis oberhalb der Kehler Rheinbrücke wandernde Geschiebebänke. Unterhalb von Kehl bis Sondernheim liegen die Geschiebebänke seit dem Ausbau auf Niedrigwasser fest. Kupferschmid weist darauf hin, daß die Wasserstände an den Pegeln bei Niedrigwasser von der augenblicklichen Lage der Bänke abhängen und daß der Wasserstand dann stark gehoben wird, wenn dicht unterhalb des Pegels eine Schwelle zwischen zwei Bänken das Flußbett kreuzt. Da die Schwellen mit den Bänken stromab wandern, ergibt sich bei unveränderter Wasserführung eine sägeförmige Linie, wenn man sich die Wasserstände auf einer mit gleichbleibender Geschwindigkeit umlaufenden Walze aufgeschrieben denkt. Die Spitzen der Säge liegen nach Kupferschmid ungefähr drei Jahre auseinander. Auch in einem Längenschnitt des Flusses sind sie bei Niedrigwasser deutlich zu erkennen. Für die Schiffahrt im nicht regulierten Fluß haben diese mit der Zeit stromabwärts wandernden Spitzen im Längenschnitt besondere Bedeutung, weil sie die schlechten Fahrwasserstellen bezeichnen.

Herr Kupferschmid meint, daß bei diesem unablässig wechselnden Sohlenbild, das noch durch die Höher- und Tieferbettungen der Sohle verwirrt wird, mit Mitteln aus Pegelablesungen nichts anzufangen sei. Auch die Benutzung der Abflußmengen verwirft er, weil sich die Beziehung zwischen Wasserstand und Abflußmenge auch unabhängig von der dauernden Höher- oder Tieferbettung durch das Wandern der Schwellen fortwährend ändert. Mit Hilfe von niedrigen Beharrungsständen aus der Jahresreihe 1882 bis 1921 sucht er ein Maß für die Hebungen und Senkungen in dieser Zeit zu gewinnen. Er geht vom Pegel in Basel aus, in dessen Gegend es keine wandernden Geschiebebänke gibt und für den Ghezzi die Spiegelsenkungen seit 1808 festgestellt hat. Kupferschmid rechnet die 68 von ihm benutzten Beharrungsstände auf den Beharrungsstand vom 15. Februar 1882 $= +0{,}25$ m am Pegel in Basel um, und zwar zieht er von den tatsächlichen Beobachtungen an den badischen Pegeln zwischen Basel und Sandhofen unterhalb Mannheim den Betrag

$$k = a + h - 0{,}25 \text{ m}$$

ab. Hierbei ist a der gleichzeitige Beharrungsstand am Pegel Basel und h die Tieferbettung an diesem Pegel seit 1882. Er nimmt also an, daß die Wasserspiegellinien bei verschieden hohen Beharrungsständen parallel sind. Für jeden einzelnen Pegel ergeben sich auf diese Weise 68 auf dieselbe Wasserführung bei Basel bezogene Pegelstände, die ein ungefähres Bild der eingetretenen Spiegeländerungen liefern, wenn man sie nach der Zeit geordnet aufträgt. Die Verbindungslinie der einzelnen Punkte nennt der Verfasser „Beharrungslinie". Sie zeigen an allen Pegeln zwischen Basel und Sandhofen eigenartige, nach oben und unten gerichtete

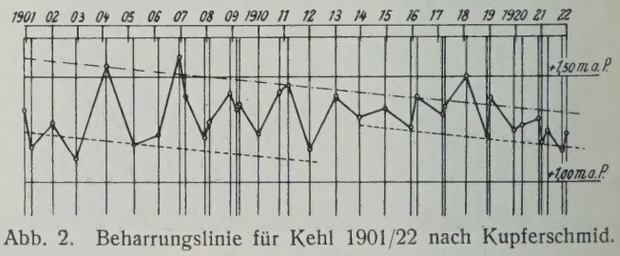


Abb. 2. Beharrungslinie für Kehl 1901/22 nach Kupferschmid.

Spitzen. Abb. 2 zeigt die Beharrungslinie für Kehl von 1901 bis 1922. Der Verfasser glaubt, daß die nach oben gerichteten Spitzen den am Pegel vorbeiwandernden Schwellen entsprechen, und meint, den Verlauf der Hebungen und Senkungen durch gerade Ausgleichlinien, die der mittleren Höhenlage der Spitzen folgen, genau zu fassen („mittlere Spitzenlinie").

Betrachtet man die Beharrungslinien näher, so wird man aber doch zweifelhaft, ob diese Deutung der Spitzen richtig ist. Wiederholt treten stark ausgeprägte Spitzen gleichzeitig in den Beharrungslinien von allen oder wenigstens von fast allen untersuchten Pegeln auf. Es ist aber nicht wahrscheinlich, daß auf einer Strecke von ungefähr 250 km 25 willkürlich gesetzte Pegel gleichzeitig im Stau einer wandernden Schwelle liegen. Auch unterhalb von Sondernheim, wo es keine wandernden Geschiebebänke gibt und auch nicht gegeben hat, sind die Spitzen vorhanden. Die Vermutung liegt daher sehr nahe, daß die Spitzen zum

Teil auf andere Ursachen als das Wandern der Geschiebebänke zurückzuführen sind. Diese Vermutung wird bestärkt, wenn man Beharrungslinien von anderen Flüssen betrachtet, auf denen keine wandernden Geschiebebänke vorhanden sind. Abb. 3 stellt zum Beispiel die Beharrungslinie für den Pegel Intschede an der Weser, bezogen auf den Pegel Nienburg von 1901 bis 1922 dar. Die Verwandtschaft mit der Beharrungslinie für Kehl (Abb. 2) ist unverkennbar. An der Weser können aber die Spitzen nur durch schwankende Seitenzuflüsse zwischen Nienburg und Intschede, besonders die Aller, und durch solche Geschiebeanlagerungen, die nichts mit wandernden Geschiebebänken zu tun haben, hervorgerufen worden sein. Verschiedene Erregung der Nebenflüsse spricht sicher auch bei den Spitzen der Beharrungslinien am Oberrhein stark mit. Dadurch werden aber die Spitzen wenigstens zum Teil vom Zufall abhängig und verlieren ihre grundsätzliche Bedeutung für die Schiffahrt. Die mittlere Spitzenlinie genießt also kein Vorrecht mehr und wird besser durch eine Ausgleichslinie ersetzt, die dem mittleren Verlauf aller Punkte folgt. Dies ist der Weg, den Wittmann in seiner oben genannten Arbeit eingeschlagen hat, in der er sonst grundsätzlich dasselbe Verfahren wie Kupferschmid anwendet.

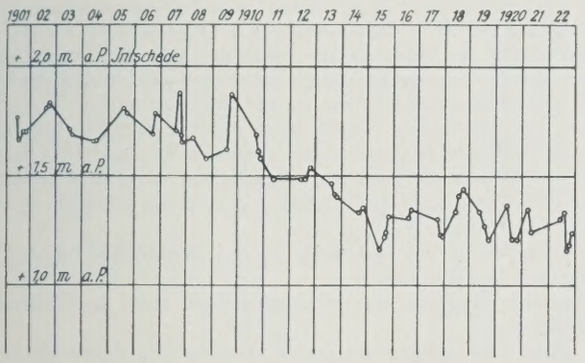


Abb. 3. Beharrungslinie für Intschede (Weser) bezogen auf den Pegel Nienburg 1901/22.

Die Beharrungslinie hat aber noch andere Mängel. Die Annahme, daß die Spiegellinien bei verschiedenen Wasserführungen parallel sind, trifft nicht zu. Die ausgesuchten Beharrungsstände weichen zwar von dem Ausgangswasserstand + 0,25 m am Pegel Basel, bezogen auf das Jahr 1882, um weniger als 0,70 m ab, aber dieser Betrag genügt schon, um Ungenauigkeiten von einem Dezimeter und mehr hervorzurufen. Ferner liegt der Ausgangswasserstand (+ 0,25 m im Jahre 1882) sehr tief. Nach Ghezzi entsprach ihm im Jahre 1925 der Wasserstand — 0,54 m, zu dem die Abflußmenge 357 m³/Sek. gehört. Diese Wasserführung ist in der Jahresreihe 1901/1925 durchschnittlich an vier Tagen im Jahre unterschritten worden. Der Regulierungswasserstand ist aber bei 47 eisfreien Unterschreitungstagen zu suchen, wobei zu beachten ist, daß Ghezzi bei seiner Untersuchung die Tage mit Eis mitgezählt hat und man also in seiner Tafel nicht die Abflußmengen zu 47 Unterschreitungstagen, sondern zu einer etwas größeren Zahl aufsuchen muß. GlW 1916/1923 entspricht zum Beispiel die Wasserführung 560 m³/Sek. Nun ist aber die Spiegeländerung, die durch eine bestimmte Änderung der Querschnitte hervorgerufen wird, nicht gleich bei verschiedenen Wasserführungen, und gerade die ganz kleinen Niedrigwässer, wie sie Kupferschmid ausgewählt hat, können ganz aus der Reihe fallen. Vermutlich sind die zum Teil recht erheblichen Unterschiede zwischen den Linien Kupferschmids und Wittmanns, der seine Untersuchungen auf die Wasserführung 540 m³/Sek. bei Basel bezogen hat, auf diesen Umstand zurückzuführen.

Die verschiedenen Fehlerquellen könnte man ganz vermeiden, wenn man statt der „Beharrungslinien" Bezugslinien von Beharrungsständen zwischen den einzelnen Pegeln anfertigte. Bei diesem altbekannten Verfahren werden die verschiedenen störenden Einflüsse erkennbar und können ausgeschaltet werden. Wenn man versucht, das Verfahren auf die 68 aus 40 Jahren ausgewählten Beharrungsstände anzuwenden, erkennt man aber sehr bald, daß man mit einer so geringen Zahl von Einzelwerten kein auch nur einigermaßen zuverlässiges Ergebnis erreichen kann.

Die Beharrungslinien sind nur brauchbar, um die Hebungen und Senkungen an den einzelnen Pegeln roh zu schätzen. Fehler von Dezimetern sind nicht zu vermeiden. Die Beharrungslinien reichen also nicht dazu aus, um an dem nach irgend einem Verfahren festgestellten Regulierungswasserstand die Verbesserungen vorzunehmen, die mit der Zeit infolge von Sohlenänderungen nötig werden. Ganz unabhängig von diesen Verbesserungen ist aber die Frage, nach welchen Grundsätzen man die Regulierungswasserstände für den ganzen Rhein überhaupt festsetzen soll. Kupferschmid verwirft, was bisher geschehen ist, gibt aber nicht an, was an seine Stelle treten soll.

Als der Entwurf von 1896/1897 für die Regulierung des Rheins von Sondernheim bis Straßburg aufgestellt wurde, hat man nicht die Regulierungswasserstände von 1885 angenommen, sondern man hat sie für die auszubauende Strecke neu festgesetzt. Man ist dabei vom Regulierungswasserstand 1885 am Pegel Mainz + 0,70 m ausgegangen und hat die entsprechenden Wasserstände für die Pegel bis Straßburg herauf aus dem arithmetischen Mittel niedriger Beharrungsstände der Jahre 1885 bis 1890 bestimmt. Man erhielt die Wasserstände:

Mainz	+ 0,70 m
Maxau	+ 3,00 m
Kehl	+ 1,95 m
Straßburg	+ 2,00 m.

Daß diese Wasserstände an mehr als 20 eisfreien Tagen unterschritten würden, ist nach der ganzen Art der Ableitung zu erwarten, und es ist auch zu erwarten, daß die Unterschreitungsdauer stromaufwärts zunehmen wird. In den Jahren 1876/1895 hat die durchschnittliche jährliche Unterschreitungsdauer betragen:

Unterschreitungsdauer in Tagen 1876/1895.

Pegel	Nach den Pegeltabellen	Mit Berücksichtigung der Senkungen auf 1905 umgerechnet	Nach Abzug von 5 Eistagen
1	2	3	4
Maxau	35,5	35,5	31
Kehl	47	62,5	58

Bei Maxau sind von 1876 bis 1895 keine nennenswerten Änderungen eingetreten. Hier konnten also die Aufzeichnungen in den Pegeltabellen ohne weiteres benutzt werden. Bei Kehl mußten dagegen die seit 1876 eingetretenen Senkungen berücksichtigt werden. Endlich mußten noch die Tage mit Eisstörungen abgezogen werden, wofür 5 Tage angenommen worden sind. So sind die auf volle Tage abgerundeten Werte in Spalte 4 entstanden. Die Vermutung, daß die Unterschreitungsdauer der Regulierungswasserstände von 1896/1897 größer als 20 Tage sei und daß sie stromauf zunehmen, wird durch diese Werte bestätigt. Als mittlere Unterschreitungsdauer der ganzen Strecke kann man $\frac{31 + 58}{2}$ = rd. 45 eisfreie Tage annehmen. Die Regulierungswasserstände des Entwurfs von 1896/1897 stimmen also in ihrer wahren Bedeutung fast genau mit dem amtlich festgesetzten GlW 1916/1920 überein.

Herr Kupferschmid beurteilt die Fahrwasserverhältnisse der Jahre 1923 bis 1925 in der Weise, daß er überall da Fehltiefen annimmt, wo das Fahrwasser beim Wasserstande

in Maxau + 3,24 m
in Kehl + 1,64 m

kleiner als 2 m ist. Seine Vergleichswasserstände liegen rd. 0,20 m tiefer als GlW 1916/1920. Man darf aber von einer Wasserstraße keine größere Leistungsfähigkeit erwarten, als den gültigen Vorschriften entspricht, und man darf auch nicht mehr verlangen, als die Entwurfsbearbeiter tatsächlich erreichen wollten. Deshalb müssen alle Fehltiefen, die Herr Kupferschmid angibt, um 0,20 m gekürzt werden. Die Fehlstellen, die dann noch verbleiben, liegen an folgenden Stellen:

km 124,52 — 124,95	km 170,22 — 170,37
„ 125,45	„ 180,50
„ 126,57 — 126,65	„ 181,07 — 181,13
„ 127,07 — 127,18	„ 182,50 — 182,60
„ 128,47 — 128,58	„ 183,10
„ 129,45 — 129,53	„ 184,80
„ 131,07 — 131,48	„ 190,30 — 190,60
„ 153,40	„ 212,10
„ 156,95	„ 212,85 — 213,150.

Es handelt sich um wenige kurze Strecken, die sich nur zwischen der Kehler Rheinbrücke und der Mündung der Kinzig stark häufen. Auf dieser Strecke sind besondere Schwierigkeiten zu überwinden, die genau bekannt sind. Sie haben nichts mit dem Gefälle zu tun. Die von Kupferschmid behauptete Tieferbettung dieser Strecke bis in die neueste Zeit ist aus Wittmanns Beharrungslinie, die bis 1925 reicht, auch dann nicht zu erkennen, wenn man die „Spitzenlinie" nach Kupferschmid einzeichnet. Die Linien beider Verfasser sehen ganz verschieden aus. Man sieht hieraus, wie vorsichtig man bei der Verwendung der Spitzenlinien sein muß. Um die besonderen örtlichen Schwierigkeiten oberhalb der Kinzigmündung zu überwinden, wird man vielleicht andere Querschnitte ausbauen müssen als unterhalb der Kinzigmündung. Man darf aber aus dem augenblicklich noch nicht ganz befriedigenden Zustande des Fahrwassers in der Gegend von Kehl und Straßburg nicht schließen, daß diese Strecke „hinsichtlich des Stromgefälles jedenfalls an, wenn nicht bereits oberhalb der Grenze liegt, bis zu welcher die Regulierung des Oberrheins auf 2 m Fahrtiefe überhaupt möglich ist".

Die übrigen kurzen und der Zahl nach geringen Strecken mit unzureichender Fahrwassertiefe können durch Nachregulierungen leicht beseitigt werden. Solche Nacharbeiten sind bei einem so großen Werke unvermeidlich, weil kleine Mängel im Grundriß und ungünstige Seitenströmungen bei Hochwasser häufig erst erkannt werden, wenn der Ausbau beendet ist. Man kann jetzt schon ganz bestimmt aussprechen, daß der Ausbau zwischen Straßburg und Sondernheim gut gelungen ist.

Der Ausbau zwischen Straßburg und Sondernheim soll nur deshalb so gut gelungen sein, weil in dieser Strecke vor dem Ausbau ein nahezu vollkommener Gleichgewichtszustand bestanden habe. Diese wesentliche Voraussetzung sei auf der Strecke von Straßburg bis Basel nicht erfüllt, sondern geradezu in das Gegenteil verkehrt. Ohne den Gleichgewichtszustand seien aber dauernde Erfolge von der Regulierung nicht zu erwarten. Dies ist der wichtigste Einwurf, der gegen den Ausbau zwischen Straßburg und Basel erhoben wird.

Betrachtet man aber die Vorgänge zwischen Straßburg und Sondernheim vor der Regulierung näher, wozu die Beharrungslinien in Wittmanns Arbeit besonders geeignet sind, weil sie bis in den Anfang des 19. Jahrhunderts zurückgehen, so sieht man, daß die Strecke unmittelbar vor der Regulierung durchaus nicht im Gleichgewicht war. Zwischen Kehl und Grauelsbaum war die Sohle stark im Sinken begriffen und von Plittersdorf bis Maxau etwas im Heben. Von den großen norddeutschen Strömen können zahlreiche Fälle angeführt werden, in denen die Flußsohle auf lange Strecken im raschen Sinken begriffen ist. Trotzdem ist der Ausbau dieser Strecken vollkommen gelungen. Flußläufe, auf denen die Sohle sich im dauernden Gleichgewicht befindet, sind überhaupt viel seltener, als man in der Regel annimmt. Die Änderungen vor dem Ausbau werden meistens nicht beachtet, und nicht jede Hebung oder Senkung, die nach dem Ausbau bekannt wird, ist eine Folge dieser Arbeit. Nach den Erfahrungen an den deutschen Strömen kann eine Flußstrecke, die sich nicht im Gleichgewicht befindet, trotzdem mit gutem Erfolg ausgebaut werden.

Zwischen Basel und Straßburg ist die Flußsohle in lebhafter Umbildung begriffen. Von der Isteiner Schwelle bis Breisach sinkt sie seit einem halben Jahrhundert viel rascher, als man es von anderen deutschen Flüssen kennt. Bei Rheinweiler betrug die Senkung von 1860 bis 1920 nahezu 6 m. Von Breisach bis Weisweil ist eine mäßige Senkung, wie sie auch von anderen Flüssen bekannt ist, im Gange. Dann folgt bis Ottenheim eine Hebungsstrecke und darauf wieder eine mäßige Senkung. Von Breisach abwärts ist der Ausbau nicht schwieriger als unterhalb Straßburg. Oberhalb Breisach ist die Aufgabe dagegen nicht so einfach. Ob der Ausbau zum gewünschten Ziele führen kann, hängt zum Teil von den gegenwärtigen Vorgängen in dieser Strecke ab. Vor allen Dingen kommt es darauf an, ob die rasche Tieferbettung, die zurzeit in dieser Strecke herrscht, ausreichend gedämpft oder ganz beseitigt werden kann. Um dies zu beurteilen, muß man die Vorgänge in einem Flußbett mit wandernden Geschiebebänken näher verfolgen.

Die wandernden Geschiebebänke sind keine notwendige Nebenerscheinung der Geschiebebewegung; denn es sind viele Flußstrecken ohne wandernde Bänke bekannt, in denen die Sohle sich fortwährend stark ändert, also eine lebhafte Geschiebebewegung herschen muß. Die weit verbreitete Meinung, daß die meßbare Umlagerung der Bänke gleich der Geschiebefracht sei, ist nicht richtig. Nach Wittmann ist die jährliche Geschiebefracht bei Weisweil, km 81, rd. 660 000 m³, während die Umlagerung der Bänke von km 55 bis 81 233 000 m³ und von km 81 bis 100 271 000 m³, im Mittel also nur rd. 250 000 m³ beträgt. Die wandernden Bänke werden auch nicht durch überschüssige Räumungskraft des Flusses hervorgerufen, sonst könnten sie nicht in Flußstrecken vorkommen, in denen die Sohle allmählich auflandet, wie zwischen Weisweil und Ottenheim. Dagegen findet man sie überall da, wo ein Flußlauf übermäßig gerade gestreckt und die Ufer befestigt worden sind, so daß der Fluß nicht mehr nach der Seite ausschweifen kann. Er geift dann die Sohle an und bildet tiefe Kolke, die ebenso wie die flachen Schwellen regelmäßig mit den wandernden Geschiebebänken verbunden sind. Daß die übermäßige Geradestreckung eine wesentliche Vorbedingung für das Auftreten wandernder Geschiebebänke ist, folgt daraus, daß gut geschlängelte Teile eines mit wandernden Bänken behafteten Flußlaufes frei von diesem Übel zu sein pflegen. So liegt zum Beispiel das Fahrwasser auf der Weichsel zwischen km 195 und 198 unterhalb von Dirschau fest, während auf der übrigen mehr als 200 km langen Weichselstrecke unterhalb der ehemaligen russischen Grenze die Übergänge mit einer Geschwindigkeit von 500 m im Jahr talab wandern (vergl. Abb. 4).

In den tiefen Kolken ist bei höheren Wasserständen die Schleppkraft übermäßig groß, so daß die Geschiebebewegung stark vermehrt wird. Wenn nicht von oben her große Geschiebemengen zuwandern und den Bedarf decken, wird die Sohle vertieft. Auf dem Wege stromabwärts kann bei abnehmendem Gefälle eine Stelle erreicht werden, wo die Schleppkraft nicht mehr ausreicht, um die vermehrte Geschiebefracht zu bewältigen. In dieser Strecke landet die Sohle auf. So verläuft im wesentlichen die Geschiebebewegung zwischen der Isteiner Schwelle und Ottenheim.

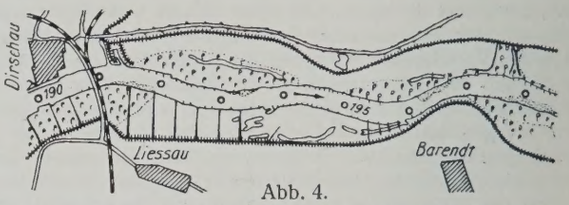


Abb. 4.
Die geteilte Weichsel zwischen Dirschau und Barendt.

Durch den Ausbau muß vor allen Dingen ein ausreichend geschlängeltes und gleichmäßig breites Mittel- und Niedrigwasserbett hergestellt und festgelegt werden. Eine wesentliche Voraussetzung hierfür ist aber die Verflachung der tiefen Kolke. Nebenher geht die Einschränkung des Spiegels auf den übermäßig breiten Schwellen und die Verbreiterung des Mittel- und Niedrigwasserbettes in den zu verbauenden tiefen Woogen zwischen zwei Schwellen. Durch diese Arbeiten wird die treppenförmige Linie des Niedrigwassergefälles, die über den Schwellen übermäßig steil und in den Woogen zu flach ist, ausgeglichen, während der Hochwasserspiegel seine gestreckte Form behält. Ein richtig durchgeführter Ausbau hat folgende Wirkungen:

Verringerung der übermäßig großen Schleppkraft in den Kolken, namentlich bei Hochwasser;

mäßige Vergrößerung der Schleppkraft über den Schwellen bei Hochwasser;

starke Verringerung der Schleppkraft auf den Schwellen bei Mittel- und Niedrigwasser.

Im nicht ausgebauten Flußlauf werden bei Hochwasser namentlich die Kolke angegriffen, während die Schwellen gleichzeitig auflanden. Bei fallendem Wasser verändert sich das Bild allmählich, und schließlich bleibt bei Niedrigwasser nur noch das bekannte Auslaufen der Übergänge als letzter Rest der Geschiebebewegung übrig. Durch einen richtigen Ausbau werden diese Gegensätze ausgeglichen und zugleich auch das Fahrwasser gleichmäßiger gestaltet. Außerdem wird aber auch die gesamte Räumungskraft des Flusses verringert. Endlich wird durch die Bauwerke die dem Angriff ausgesetzte Fläche der Sohle verkleinert und ihre Tieferbettung erschwert.

Man hat es also in der Hand, durch den Ausbau die Abwanderung von Geschiebe aus der Strecke von der Isteiner Schwelle bis Weisweil mindestens stark einzuschränken, wenn nicht ganz aufzuheben. Damit hört aber auch die gegenwärtige Überlastung des Flußlaufes unterhalb von Weisweil auf.

Herr Kupferschmid meint, ein Erfolg sei zwischen Basel und Straßburg nur dann zu erwarten, wenn die Stromsohle zuvor auf die ganze Erstreckung der Regulierung festgelegt sei. Die Festlegung der Sohle darf aber dem Ausbau nicht vorausgehen, sondern sie ist ein wesentlicher Teil dieser Arbeit selbst. Schlängelung des Grundrisses, Befestigung der Ufer und der Sohle stehen in so enger Beziehung zueinander, wie die Organe eines lebenden Wesens. Das eine hat ohne das andere keinen Zweck.

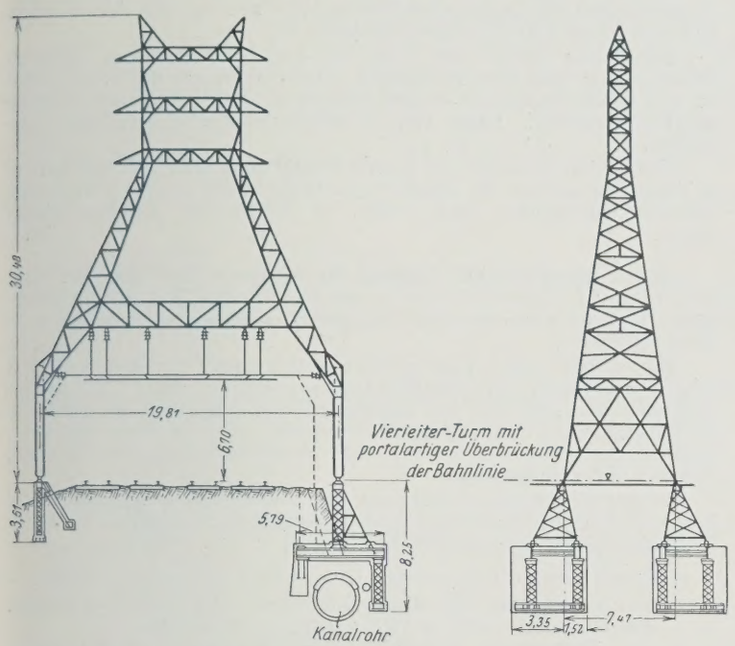
Ob bei dem großen Gefälle des obersten Teils der auszubauenden Strecke die gewünschte Fahrwassertiefe zu erreichen ist, kann man berechnen. Die hydraulische Berechnung der Querschnitte ist heute nicht mehr unsicherer als viele andere Berechnungen, die der Techniker fortwährend mit Erfolg durchführt. Die Unregelmäßigkeiten in der Ablagerung der Geschiebe, die nach dem Ausbau noch übrigbleiben, kann man bei der Gestaltung der Querschnitte berücksichtigen.

Beim Entwurf für den Ausbau des Oberrheins zwischen Sondernheim und Straßburg hat man die Grundsätze, die in fast hundertjähriger Erfahrung namentlich an den norddeutschen Strömen und an der Rhône entwickelt worden waren, folgerichtig auf den besonderen Fall angewandt. Die Aufgabe war nicht leicht, aber sie ist gut gelungen. Im Entwurfe für den Ausbau von Straßburg bis Basel hat man diese Grundsätze weiter entwickelt, indem man die Erfahrungen auf den Rhein unterhalb von Straßburg verwertete. Der organische Aufbau auf Bewährtem läßt erwarten, daß auch der Ausbau oberhalb von Straßburg gelingen werde.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. Juli ausgegebene Heft 13 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. Hans Bahn: Zwei Baublöcke der „Heimat" A.-G., Berlin. — Dr.-Ing. Fuchs-Röll: Zwei neuere städtische Schulgebäude in Württemberg.

Die Leitungstürme der Conowingo-Hochspannungsleitung. Nach einem Bericht von Fr. W. Deek in Eng. News-Rec. vom 3. 5. 1928 wird die von der Conowingo-Kraftstation am Susquehanna-Fluß in Philadelphia erzeugte elektrische Energie in einer Umformerstation auf 220 000 V hochgespannt; ein Teil des Stromes wird in einer Zweigleitung von 66 000 V Spannung durch eine 18 km lange Hochleitung nach der Stadt geführt. Die letzte Hälfte dieser Leitung läuft am Westufer des Schuylkill-Flusses auf dem Gelände einer Eisenbahnstrecke entlang. Diese etwa 8 km lange Strecke enthält eine Reihe beachtenswerter Leitungstürme, die teils als seitlich zum Bahndamm stehende Gittermaste, teils als portalartig die Bahnlinie überbrückende Tragwerke ausgebildet sind.



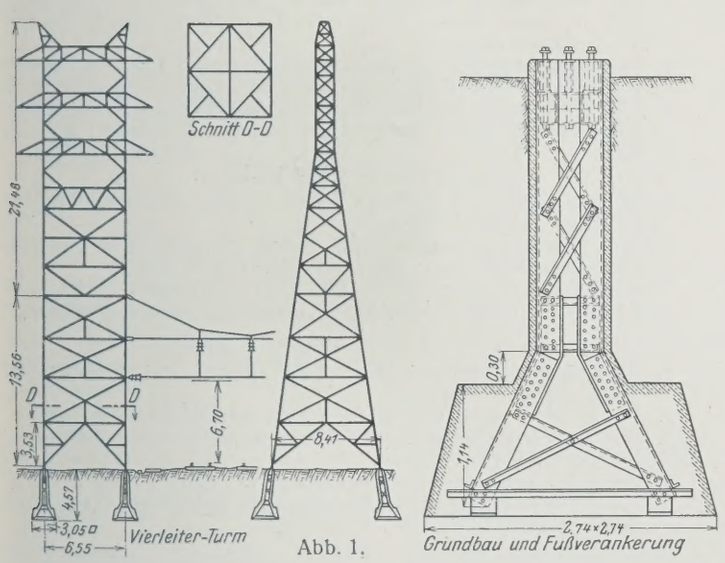


Abb. 1.

Entsprechend dem wechselnden Gelände der Bahnstrecke und mit Rücksicht auf die vorhandenen Bahnbauten ergaben sich schwierige Lösungen für die Tragtürme, besonders weil man bemüht war, möglichst viel gleiche Bauwerke oder wenigstens möglichst viele gleiche Einzelglieder für diese Leitungsträger anzuwenden. Auch war die spätere Elektrisierung der Bahn bei der Ausarbeitung des Entwurfes zu berücksichtigen. Die Hochspannungsleitung soll nach ihrer Fertigstellung vier Dreiphasenströme bewältigen.

Die Leitungsdrähte sind an den Querriegeln der Tragwerke an doppelten Aufhängern aus neunfachen Isolatoren befestigt.

Der ersten Kostenermittlung wurden lediglich die Bahnlinie überspannende Portalbauten zugrunde gelegt, da man diese allein nur für die Aufnahme von zwölf Leitungsdrähten, zwei Grundleitungen und des Leitungssystems für den Betrieb der Bahn für zweckmäßig erachtete. Diese Anordnung erwies sich jedoch sowohl für die Tragwerke als auch für deren Unterkonstruktionen als zu kostspielig. Es wurde schließlich eine andere Anordnung gewählt, die je nach dem Gelände aus einem Turm für alle vier Leitungssysteme, aus je zwei Türmen für zwei Systeme bezw. aus einer portalartigen Überbrückung der Bahn bestand. Im ganzen sind 46 Tragkonstruktionen vorgesehen, die je nach ihrer Ausbildung in sieben verschiedenartige Gruppen zerfallen.

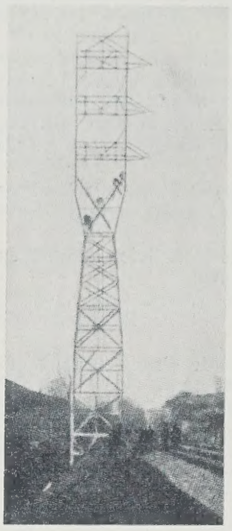


Abb. 2.

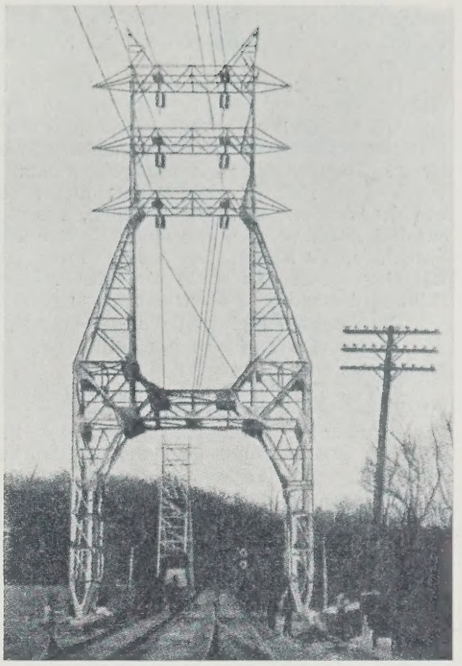


Abb. 3.

Zur Erzielung einer einheitlichen Ausbildung ist für alle Türme die gleiche Spitzenkonstruktion für die Aufhängung der Leitungen vorgesehen. Der nächst untere Teil der einzeln stehenden Türme wird aus einer besonderen Konstruktion gebildet, die bis herunter zu der Befestigungsstelle der Bahnleitungen führt. Daran schließt dann ein etwa 2,3 m hoher Teil an, der je nach der erforderlichen Höhe genauer bemessen ist und mit einem Stahllager auf den untereinander gleichartigen Fußkonstruktionen steht.

Diese vier Leitungssysteme tragenden Türme haben parallele Seitenwände in der Richtung der Strecke gesehen und quer dazu nach unten gespreizte Seitenwände (Abb. 1, links oben).

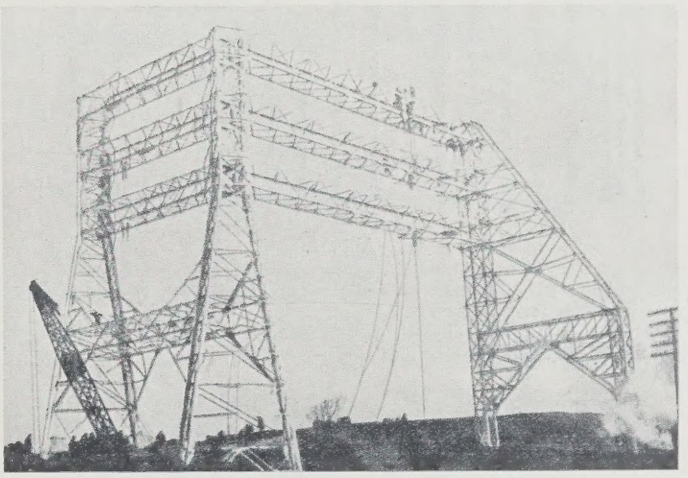


Abb. 4.

Der zwei Stromleitungen tragende Turm (Abb. 2) ist in doppelter Anordnung an allen jenen Stellen angewendet, wo neben der Strecke nur wenig Raum vorhanden ist. Er trägt die Leitungen außermittig. Während die eine Leitung durch den Turm läuft, hängt die andere an einem nach der Strecke hin auskragenden Arm. Diese Bauart erwies sich besonders da als zweckmäßig, wo eine, viele Gleise überspannende Brücke zu kostspielig gewesen wäre. Für diese Gattung von Türmen sind besondere Fußstücke gewählt.

An viergleisigen Teilen der Bahnstrecke, wo seitlich ebenfalls nur wenig Raum ist, sind Portale mit schmalen Seitenwänden und steifen Ecken vorgesehen (Abb. 1, unten). Die Seitenpfosten bestehen hier nur aus 457 mm hohen I-Eisen. Das Portal ist oben bis auf einen etwa 6,5 m langen Querriegel verjüngt. Eine andere Bauart dieser Brückentürme ist in Abb. 3 dargestellt. Sie überspannen nur zwei Gleise und sind den ersteren ähnlich, jedoch schmäler und werden von Fachwerkpfosten getragen.

Die Seitenpfosten der Brückentürme ruhen auf Fußgelenken aus Stahl, die ihrerseits auf stählernen in Beton eingebetteten Fachwerkstützen liegen (Abb. 1, unten).

Auch diese im Boden liegenden Fußstücke sind untereinander gleich ausgebildet und durch schräge Stützen gegen Ausweichen gesichert. In

einigen Fällen, wo harter Fels vorhanden ist, mußten die normalen Fußstücke verkürzt und von Fall zu Fall besonders sorgfältig verankert werden.

Eine eigenartige Sonderkonstruktion für eine Tragbrücke ist an einer Stelle vorgesehen, wo die Kraftleitungen ihre Richtung um 90° ändern und wo gleichzeitig die Bahnstrecke und eine Straße zu überspannen ist. Die den vorhandenen Unterstützungsmöglichkeiten angepaßte Form ergab für das Tragwerk einen Z-förmigen Grundriß (Abb. 4). Die eine Seitenwand ist am Fuß fest eingespannt; dieser Teil nimmt die Kraftleitungen von der Westseite auf. Der Mittelteil, also die eigentliche Brücke, besteht aus drei einzelnen, weit gespannten Fachwerken, die die südwärts laufenden Stromleitungen tragen. Der andere Pfosten ist unten nur in einer Richtung fest eingespannt und stützt die Brückenträger also lediglich in der Zugrichtung der südwärts führenden Leitungsdrähte.

Die Stromleitung liegt bei diesen Türmen in beträchtlicher Höhe über dem Boden, das Tragwerk hat deshalb besonders kräftige Fußstücke mit schweren Verankerungen erhalten.

In einzelnen Fällen waren für die Fußstücke besonders tiefe Gründungen mit Rücksicht auf späteren Geländeabtrag erforderlich.

An einer Stelle steht ein Fußstück eines Portales (vergl. Abb. 1, unten) auf einer teils im Boden liegenden Überbrückung, weil der Pfosten gerade über ein großes Kanalrohr zu liegen kam.

Bei der statischen Berechnung der Türme wurde eine Belastung der Drähte mit einer 1,3 cm dicken Eiskruste und 40 kg/m² Winddruck bei — 18° C bezw. einer 5,2 cm dicken Eiskruste und keine Windbelastung zugrunde gelegt. Außerdem wurden die Türme für verschiedene Lastfälle unter Annahme einseitiger Drahtbrüche und Berücksichtigung der daraus entspringenden Zug- und Drehwirkungen untersucht. Zs.

Stählerne Tragkonstruktion für Wohnhausbauten. Eine neue Bauweise für Wohnbauten wird nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 3. 5. 1928 neuerdings in Amerika angewendet. Hiernach werden Stahlträger durch zickzackförmig gebogene Flacheisen untereinander ver-

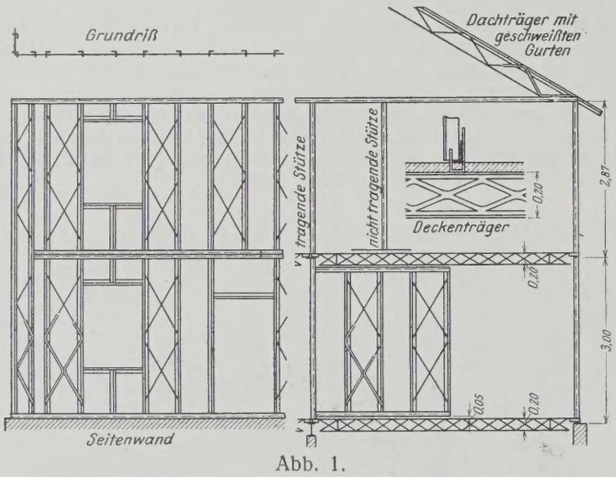


Abb. 1.

steift und die so gewonnenen Paralleträger als Pfosten, Balken und Dachsparren verwendet.

Abb. 1 zeigt ein Gerüst dieser Bauart, bei dem die Diagonalversteifung sowohl einfach als auch kreuzweise angewendet ist. Als

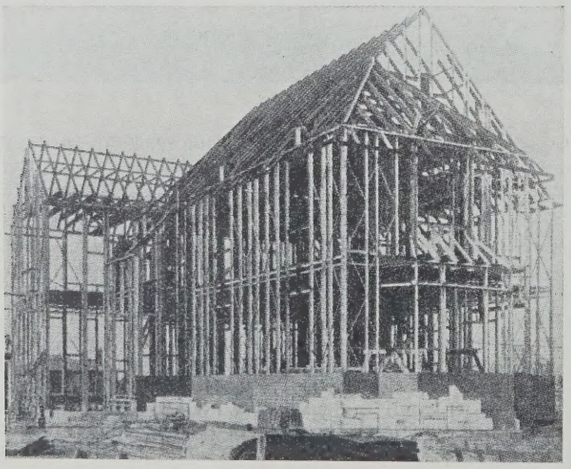


Abb. 2.

Verbindung der Schrägeisen mit den Pfosten und Holmen wird einfache Verbolzung oder auch Schweißung gewählt. Auch die Decken- und Dachträger werden mit den Pfosten verschweißt, obwohl man eine Verbolzung im allgemeinen für besser hält. Hier kann erst die Erfahrung lehren, ob in größerem Umfange angewendete Schweißverbindungen besondere Vorteile bringen.

Als Gurtungen werden T- oder I-Träger aus Stahl gewählt. Die Deckenträger werden auch vielfach aus I-Stahlprofilen hergerichtet, deren Steg in der Längsrichtung versetzte Schlitzungen erhält und dann wie Streckmetall auseinandergezogen wird. Es entstehen hierdurch leichte Paralleträger mit Kreuzdiagonalen, wie aus Abb. 1 aus einem Beispiel für einen nicht tragenden Balken ersichtlich ist. Wasser- und Lichtleitungen können durch die rautenförmigen Gefache hindurchgeführt werden.

Die Decken und Wände werden in Beton mit Streckmetalleinlage hergestellt und mit isolierenden Stoffen bekleidet. An den Außenflächen sind bearbeitete Platten vorgesehen (Abb. 2).

Die Pfosten werden auf einer auf dem Betonfundament verlegten Schwelle aufgesetzt und verschraubt. Beim Aufrichten der Pfosten wird an den Ecken begonnen, so daß hier zwei Paralleträger sich zunächst räumlich versteifen. Dann wird in beiden Wandrichtungen weiter gearbeitet.

Eins solcher Bauwerke soll bereits fertiggestellt sein, während weitere in Vorbereitung sind. Im Vergleich zu Holzfachwerk soll das Stahlgerippe sich im Materialpreis etwas teurer, im Arbeitslohn dagegen billiger stellen. Zs.

Die 2. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau wird vom 24. bis 27. September 1928 in den Räumen der Technischen Hochschule und des Österreichischen Ingenieur- und Architekten-Vereines in Wien stattfinden.

Die beiden ersten Tage sollen der Erörterung von grundlegenden Fragen des Eisen- und Eisenbetonbaues gewidmet sein. Die beiden anderen Tage sind für frei angemeldete Vorträge von je höchstens 20 Min. Dauer in zwei getrennten Sektionen, einer Eisenbau- und einer Eisenbetonbausektion, bestimmt. Die Kongreßsprachen sind Deutsch, Englisch und Französisch.

In den gemeinsamen Sitzungen der beiden ersten Tage sollen die folgenden Fragen besprochen werden, wobei die Sprechzeit für einen Diskussionsredner höchstens 10 Min. beträgt:

a) Gemeinsame Fragen des Eisen- und Eisenbetonbaues.

1. Die künstlerische Gestaltung von Eisen- und Eisenbetonbrücken. Referenten: Hartmann, Wien; Linton, Stockholm.
2. Die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken. Referenten: Fuller, Ames (Jowa), U. S. A.; Godard, Paris; Penna, Madrid; Streletzky, Moskau.
3. Der hochwertige Stahl im Eisenbau und Eisenbetonbau. Referenten: Bohny, Sterkrade (Rhld.); Mendizabal, Madrid; Saliger, Wien.
4. Die Erfahrungen und der Wert von Messungen an ausgeführten Bauwerken in Eisen, Beton und Eisenbeton. Referent: Bühler, Bern.

b) Fragen des Eisenbaues.

1. Sicherheitsgrad und zulässige Beanspruchung. Referent: Gehler, Dresden; Schaper, Berlin.
2. Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung. Referenten: Pigeaud, Paris; Roš, Zürich.
3. Scherung und Stauchdruck bei Nietverbindungen. Referenten: Bylander, London; Findeisen, Dresden; Gallik, Budapest.

c Fragen des Eisenbetonbaues.

1. Weitgespannte Wölbbrücken. Referenten: Lossier, Argenteuil; Spangenberg, München.
2. Die Schubfestigkeit des Betons. Referent: Mörsch, Stuttgart.
3. Der hochwertige Beton unter Baukontrolle. Referenten: Kleinlogel, Darmstadt; Hübner, Bern.
4. Die Rißsicherheit des Betons. Referent: Probst, Karlsruhe.
5. Die Seitensteifigkeit offener Betonbrücken. Referenten: Hawranek, Brünn (CSR); Ostenfeld, Kopenhagen.

Zuschriften und Sendungen sind zu richten an: 2. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau, Wien IV, Technische Hochschule.

„Ila" Berlin 1928. Wie wir erfahren, steht das Berliner Messeamt in aussichtsreichen Verhandlungen mit dem „Luftschiffbau Zeppelin", die dahin zielen, daß das neue Zeppelin-Luftschiff „Graf Zeppelin" während der Internationalen Luftfahrt-Ausstellung (7. bis 28. Oktober 1928) zu längerem Aufenthalt nach Berlin kommen und auf dem Flugplatze Staaken an einem dort aufzustellenden Ankermast verankert werden solle. Wir hoffen, demnächst in der Lage zu sein, über den Mast und seine Konstruktion zu berichten. Auf der Ausstellung selbst wird u. a. auch der Bau von Luftschiffhallen eine Rolle spielen, der für die Weiterentwicklung des Luftschiffbaues in Deutschland und des Verkehrs mit Luftschiffen dringend notwendig sein wird. Cr.

INHALT: Der Umbau der Eisenbahnbrücke über die Ahr bei Sinzig. — Beobachtungen und Erfahrungen an der umlauflosen Doppelschleuse Ladenburg des Neckarkanals. — Die gleichwertigen Wasserstände des Rheins und der Ausbau des Oberrheins von Straßburg bis Basel (Schluß). — Vermischtes: Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Leitungstürme der Conowingo-Hochspannungsleitung. — Stählerne Tragkonstruktion für Wohnhausbauten. — 2. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien. — „Ila" Berlin 1928.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 27. Juli 1928 | Heft 32

Verwendung von nietlosen Spundwänden Bauart Larssen beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Popken,** Vorstand des Wasserstraßenamtes Oldenburg i. O.

Die in Deutschland seit dem Jahre 1903 bekannten eisernen Spundbohlen Bauart Larssen, hergestellt von den Vereinigten Stahlwerken A.-G. Dortmunder Union, Dortmund, sind beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals bei den verschiedensten Bauwerken und bei Einfassung einer längeren Kanalstrecke mit großem Erfolge verwendet worden. Die Ausbauarbeiten der etwa 30 km langen Reichsstrecke auf Oldenburger Hoheitsgebiet gehen im Sommer 1928 ihrem Ende entgegen, und es kann somit im nachstehenden an Hand von Zeichnungen und Lichtbildern über die gemachten Erfahrungen einiges berichtet werden.

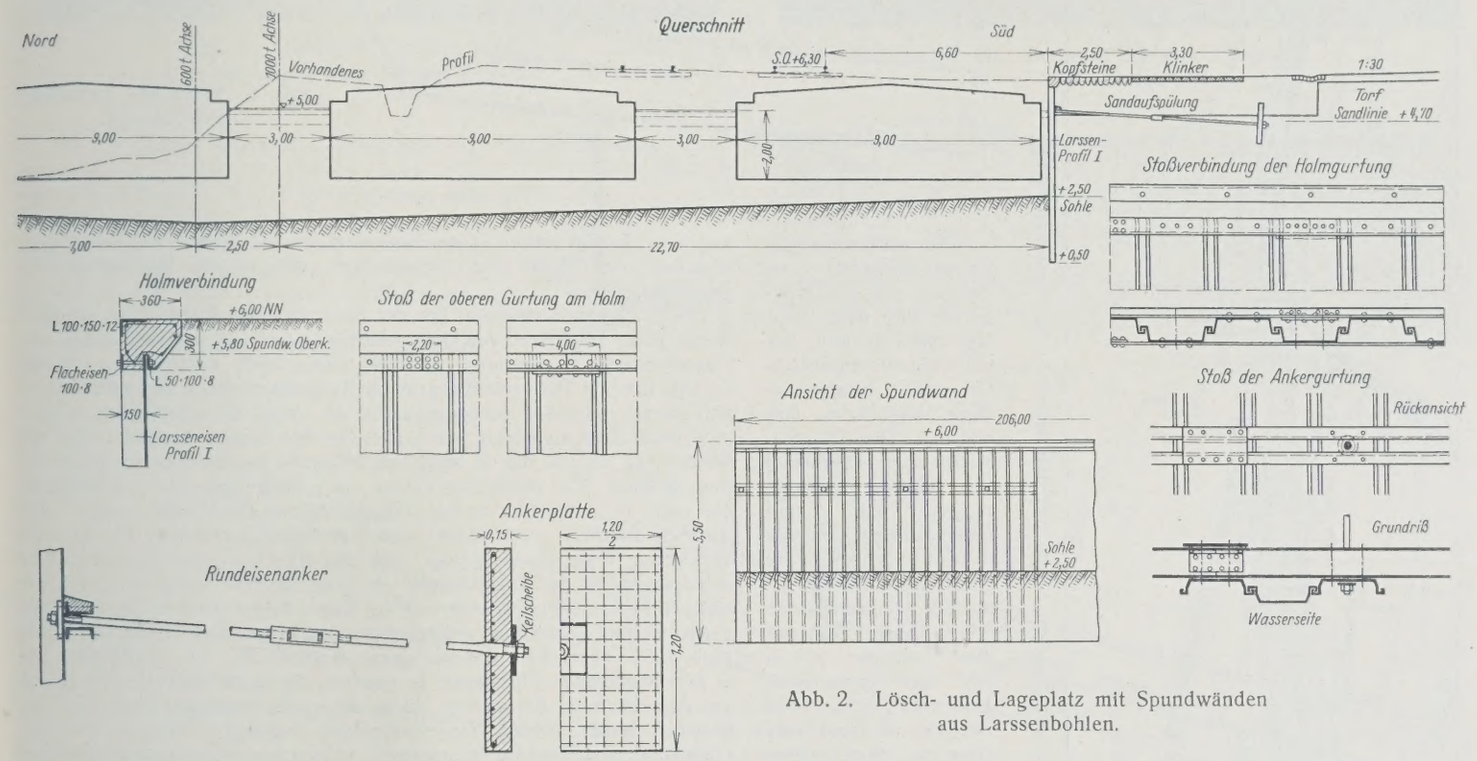


Abb. 2. Lösch- und Lageplatz mit Spundwänden aus Larssenbohlen.

Über die Geschichte des Hunte-Ems-Kanals, seine Linienführung und über den Ausbau zum 600-t-Kanal ist in der „Bautechnik" 1923, Heft 23; 1924, Heft 5 und 1927, Heft 22 u. 26 einiges bekannt gegeben; es darf auf diese Veröffentlichungen hierbei Bezug genommen werden.

Bevor zur Beschreibung der einzelnen Bauwerke übergegangen wird, ist es notwendig, einiges über die Moore, die der Kanal fast auf seiner ganzen Strecke durchschneidet, zu sagen. Für das Zustandekommen eines Moores ist stehendes Wasser ein Haupterfordernis; während sich ein Niederungsmoor stets im Bereiche von Grundwasserstauungen entwickelt und sein Wachstum mit dem Überschreiten des Wasserspiegels einstellt, vermag das hauptsächlich auf Niederschlagwasser und Luftfeuchtigkeit angewiesene Hochmoor sich mehrere Meter über den örtlichen Mineralgrundwasserspiegel zu erheben. Die Hochmoore sind in erster Linie vom Niederschlagwasser abhängig, es bilden sich deswegen die ausgedehntesten Hochmoore in der gemäßigten Zone, in Ländern mit Seeklima und einer Regenhöhe bis zu 700 mm. Hierzu gehören auch die Hochmoore im Gebiete des Hunte-Ems-Kanals; sie haben im Laufe der Zeit eine Mächtigkeit von 8 bis 10 m erreicht, und so entstand die charakteristische, uhrglasartig gewölbte Oberfläche. Das unberührte Hochmoor ist ein Riesenschwamm, der das Wasser aufsaugt und festhält. Das Wachsen des Moores hört auf, sobald die Lebensbedingungen nicht mehr vorhanden sind. Hier ist es der Mensch, der in die Urzustände der Moore eingreift, und zwar hauptsächlich durch Entziehung des Wassers; das Wachsen des Moores hört auf, und es schrumpft in sich zusammen. Von diesem Zusammenschrumpfen gibt uns die Anlage des Hunte-Ems-Kanals ein lehrreiches Beispiel. Es ist festgestellt, daß dieses Moor in einem Zeitraum von 40 Jahren um 3 m zusammengesunken ist. Auf dem Diluvialuntergrunde finden sich starke Baumstämme; diese sind umgestürzt, nachdem sie von dem Moor, das die Stämme umschloß, erstickt waren. Dies ergibt sich aus der gleichmäßigen Höhe der kegelförmig abgebrochenen Stämme.

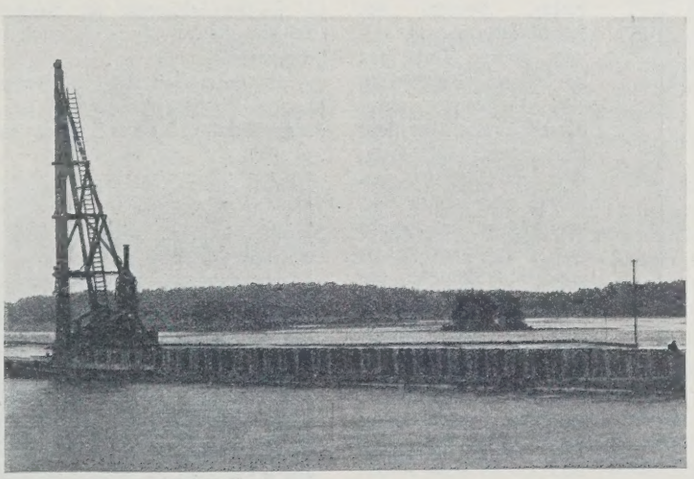


Abb. 2a. Abrammen der Spundbohlen im Spülfeld.

Gerade diese Baumstämme und die dichten Wurzelstöcke veranlaßten die Bauverwaltung, von der Anwendung von Holzspundwänden abzusehen, da Eisenspundwände auch die dicksten Eichenstämme und Wurzeln glatt durchschlagen, ohne daß eine empfindliche Störung der Rammarbeiten oder ein Abgleiten der Spundwand aus ihrer Richtung zu verzeichnen gewesen wäre.

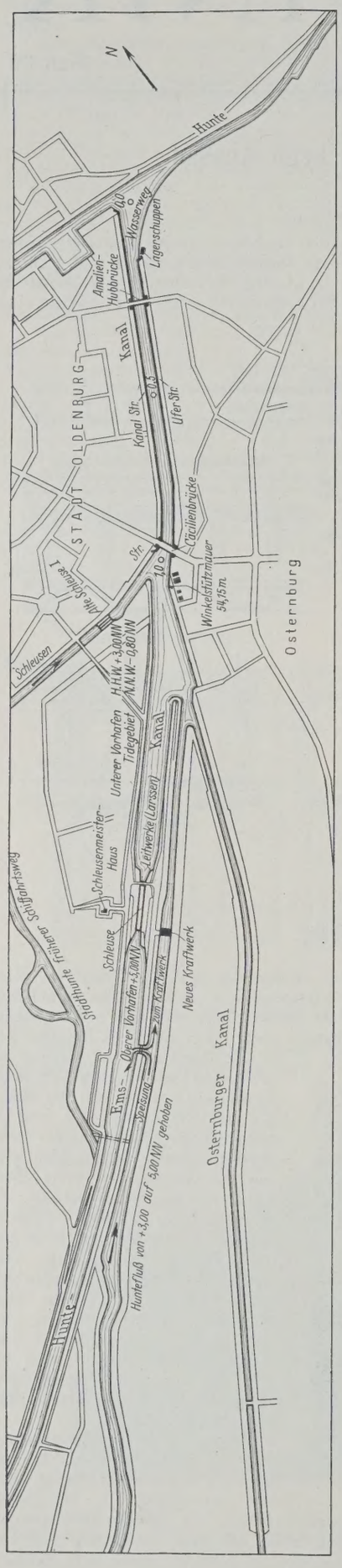


Abb. 1. Lageplan des Hunte-Ems-Kanals vor und innerhalb der Stadt Oldenburg.

Abb. 3. Leitwerk aus Larsseneisen. Ansicht und Querschnitt.

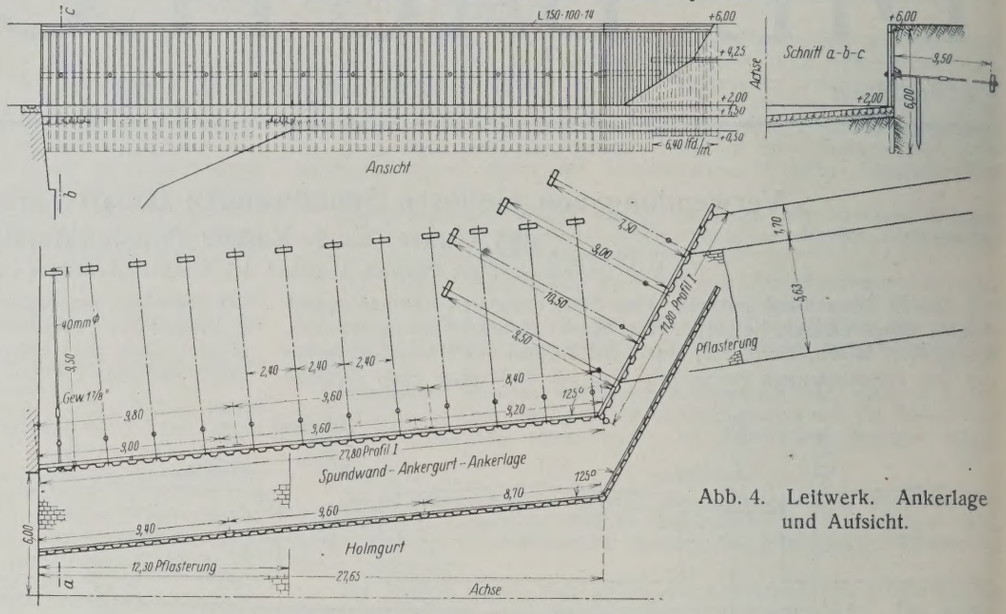


Abb. 4. Leitwerk. Ankerlage und Aufsicht.

Ein weiterer Anlaß, Eisenspundwände zu nehmen, war der Untergrund unter dem Moor, also das Diluvium, das in seinen oberen Schichten eine beispiellose Härte und Dichte aufweist. Der Diluvialboden liegt, abgesehen von kleinen Schwankungen, mit seiner Oberfläche auf Ordinate + 5 m NN, d. i. zugleich der Wasserspiegel in dem neuausgebauten 600-t-Kanal. Während über Ordinate + 5 m NN das gewachsene Moor sich erhebt, und zwar das schwarze, sehr zersetzte Moor, dann das weiße Moor, aus dem Torfstreu bereitet wird, und darüber die Bunkerde mit einer Humusschicht der Heide, besteht der Sanduntergrund in seinem oberen Teile aus nur losem Bleichsand, also Flugsand; unter dieser Sandschicht liegt aber eine sehr feste, mit Eisenoxyd verkittete sogenannte Ortsteinschicht, die sowohl den Baggergeräten als auch dem Rammen der Spundbohlen einen empfindlichen Widerstand entgegensetzt; so war es zum Teil unmöglich, Holzspundbohlen einzurammen. Diese Ortsteinschicht hat eine Stärke von 30 bis 40 cm; ist diese Schicht jedoch einmal durchbrochen, so stößt man auf festgelagerten Schlemmsand (Ursand). Stellenweise besteht der Untergrund aus sehr festem fetten Ton, besonders in der Nähe von Oldenburg; innerhalb der Stadt sind Tonschichten von großer Mächtigkeit eingesprengt.

Wie allgemein bekannt, übt das Moor und das Moorwasser auf Bauwerke usw., abgesehen von Holz, eine besonders aggressive Wirkung aus. Ungestrichene Zementrohre zerfielen schon nach kurzer Zeit; diesem Zerfall hat die Bauverwaltung durch Aufbringen eines Doppelanstriches von Inertol mit Erfolg entgegengearbeitet. Auch die Larsseneisen wurden mit einem Doppelanstrich von Inertol an den Stellen versehen, die mit Wasser des Kanals, das ja immer mit Moorsäure vermischt ist, in Berührung kamen. Zur Sicherheit haben auch diejenigen Konstruktionsteile, die nach der Landseite zu im aufgeschütteten Sandboden lagen, einen Anstrich erhalten. Auf Anraten der Vereinigten Stahlwerke hat die Bauverwaltung Wert darauf gelegt, daß die Verankerungsteile und Holme nebst Rückseite der Spundwände mit Sand hinterfüllt wurden, weil sich dadurch Ferrosilikat (Inkrustierung der Eisen) bildet, so daß die Eisenteile gegen weitere Verrostung geschützt wurden. Aus diesem Grunde wurde auch davon abgesehen, die einzelnen Larssenbohlen vor dem Einrammen in eine schützende Flüssigkeit zu tauchen, da es zweifelhaft erschien, ob der Anstrich beim Einrammen durch den scharfkörnigen Sand nicht abgerieben wurde. Beim Wasserstraßenamt liegen im übrigen über die Haltbarkeit von Eisen im Moorwasser, die mit einem Teeranstrich versehen waren, gute Erfahrungen vor.

Nun zu den einzelnen Bauwerken. Es sind eiserne Spundbohlen verwendet worden bei folgenden Bauwerken:

I. Die öffentlichen Lösch- und Ladeplätze haben als senkrechte Ufereinfassung Larssen-Spundwände erhalten.

II. Die Leitwerke der Schleuse „Oldenburg“ bei km 1,8 des Kanals sind sowohl im Ober- als auch im Unterhaupt aus Larssen-Spundwänden hergestellt.

III. Beim Bau des Kraftwerks „Oldenburg“, das in Höhe des Oberhauptes der Schleuse erbaut ist, sind sowohl Flügelwände als auch die untere Fundierung aus Larssen-Wänden gebildet. (Siehe Lageplan Abb. 1.)

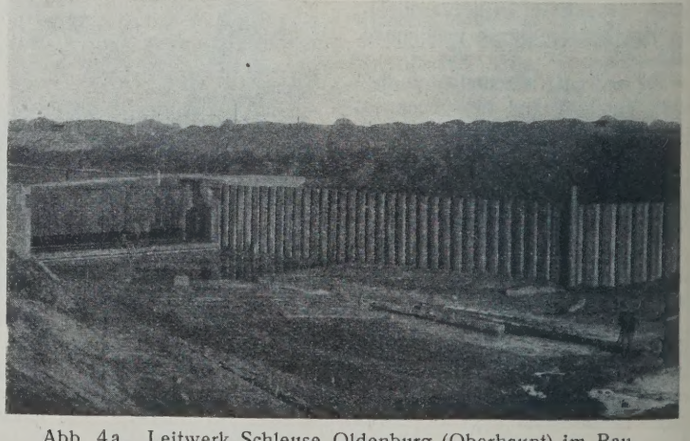


Abb. 4a. Leitwerk Schleuse Oldenburg (Oberhaupt) im Bau.

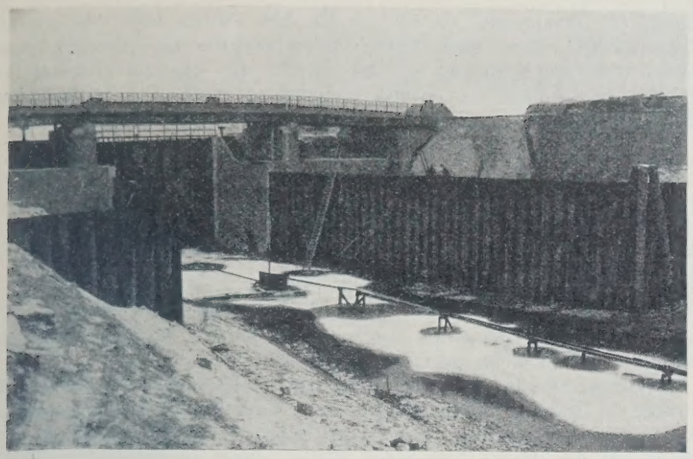


Abb. 5a. Leitwerk Schleuse Oldenburg.
(Ansicht in Richtung der Einfahrt.)

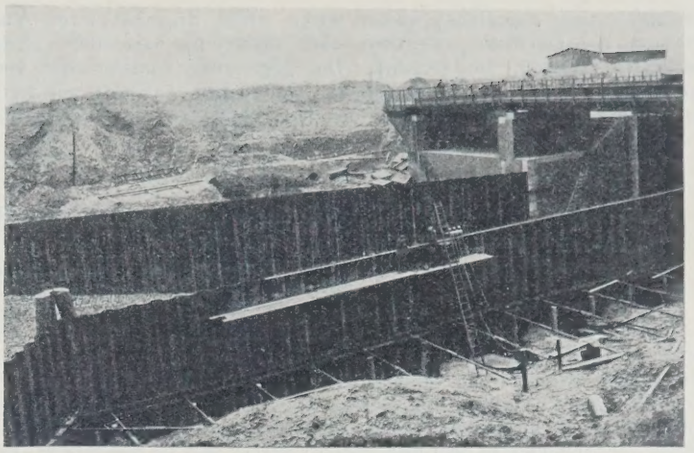


Abb. 5b. Leitwerk Schleuse Oldenburg.
(Rückansicht.)

IV. Innerhalb der Stadt Oldenburg von km 0 bis km 1 führt der Kanal durch eng bebautes Stadtgebiet und liegt im Ebbe- und Flutgebiet der unteren Hunte. Die enge Bebauung und die Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs machte es notwendig, hier statt der geböschten Uferwand senkrechte Wände aus Larssen-Eisen einzubauen.

Die Anlegestellen unter Ziffer I (Lösch- und Ladeplätze) sind öffentliche und mußten bei der Erweiterung des Kanals zugleich mit umgebaut werden; in ihrem alten Zustande bestanden sie aus Eichenholz einfachster Bauart. Es sind drei derartige Lösch- und Ladeplätze ersetzt worden, und zwar solche von 100, 170 und 200 m Länge, sie sind alle drei nach einem Muster gebaut worden. Wie Abb. 2 angibt, liegt der Ladeplatz auf einer Höhe von + 6 NN, d. i. 1 m über Wasserspiegel, damit das Löschen und Laden der Schiffe möglichst erleichtert wird. Die eigentlichen Spundwände aus Profil I haben eine Länge von 5,50 m erhalten, sie reichen 2 m in den Sanduntergrund hinein, sind in der Höhe von + 5 NN durch Anker gefaßt und haben als oberen Abschluß einen Eisenbetonholm erhalten; um Beschädigungen dieses Holmes zu begegnen, ist die wasserseitige Kante mit einem Winkeleisen 150 · 100 · 12 abgedeckt. Dieser Eisenbetonholm ruht auf einem Winkeleisen 50 · 100 · 8 und auf einem Flacheisen 100 · 8. Es ist Wert darauf zu legen, daß das obere Winkeleisen für die Steinschrauben ovale Löcher erhält, damit ein freies Ausdehnen des Eisens möglich ist.

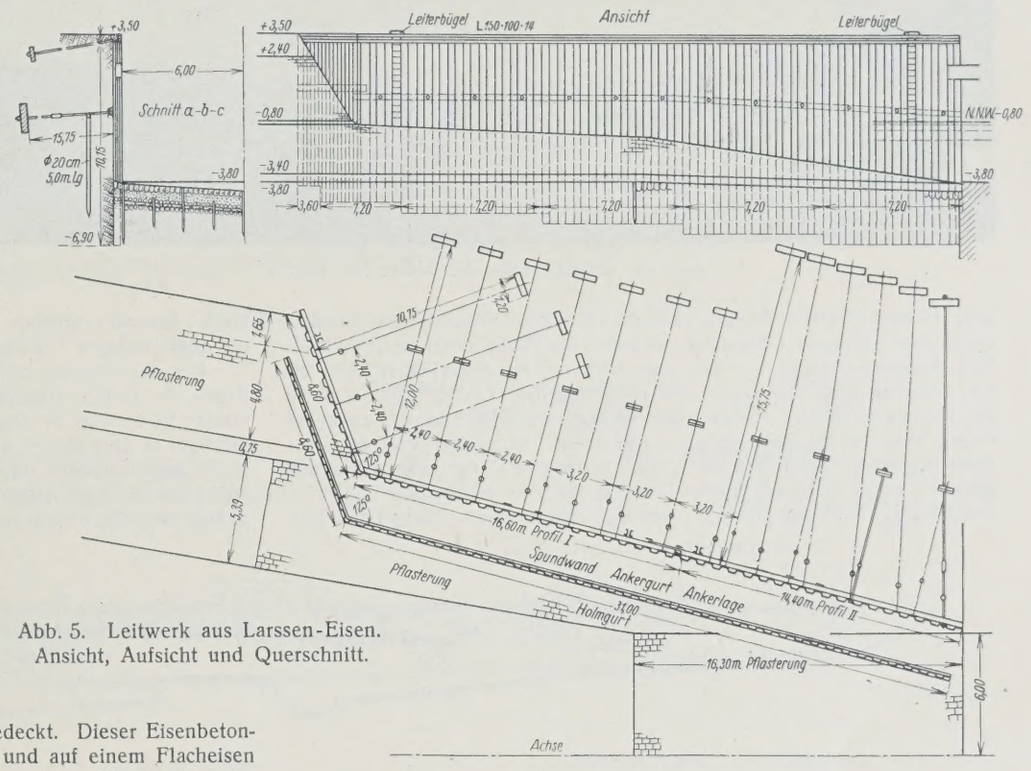


Abb. 5. Leitwerk aus Larssen-Eisen.
Ansicht, Aufsicht und Querschnitt.

Großer Wert wurde ferner darauf gelegt, daß die beiden Gurteisen, die aus ⊏ 18 bestehen, hinter die Spundwand gelegt wurden, also nach der Landseite zu, damit das Anhaken und Kentern von Schiffen vermieden wird. Wenn dieser Punkt im Ebbe- und Flutgebiet noch viel wichtiger ist, so war diese Anordnung bei dem fast gleichbleibenden Kanalwasserspiegel, der fast nur einen Wechsel von 50 cm durch Windstau aufweist, erwünscht, um vorne eine völlig glatte Fläche zu erhalten und die sehr lästigen Reibehölzer, die sich durchaus nicht in bezug auf Unterhaltung bewährt haben, zu sparen. Die Anker bestehen aus Rundeisen und können durch ein Schloß mit Rechts- und Linksgewinde nachgestellt werden. Die Ankerplatten sind an Ort und Stelle aus Eisenbeton gefertigt und haben eine Größe von 120 · 120 · 15 cm. Die vordere Ankermutter liegt wegen Schrägstellung der Anker auf einer Keilscheibe. Die Entfernung der Anker ist nach der Bohlenbreite bestimmt, und zwar hier zu 2,40 m. Um das Sickerwasser aus dem oberen U-Eisen der Verankerung abzuleiten, ist dieses mit einer Betoneinlage versehen. Diese Einlage sowie auch der obere Abschlußholm haben einen Glattputz aus Zement erhalten und sind alsdann mit einem doppelten Inertolanstrich versehen. Nach der Wasserseite zu sind die Spundbohlen bis Niedrigwasser mit Anstrich versehen.

Die Spundbohlen sind wegen ihrer Kürze und ihres nicht allzu großen Gewichts als Doppelbohlen vom Werk zusammengepreßt angeliefert. Die Gurteisen, und zum Teil auch die Laschen, sind an Ort und Stelle gebohrt (s. Abb. 2 u. 2a).

Weiter sind eiserne Larssen-Wände (s. Ziff. II) bei der Schleuse „Oldenburg“ verwendet worden. Nach dem Entwurf waren für die Ein- und Ausfahrten aus der Schleuse nur einfache hölzerne Leitwerke vorgesehen mit dahinterliegender Pflasterung der Böschungen. Bei der Wahl der eisernen Spundwände wurden die guten Erfahrungen, die man bei der Hemelinger Schleuse in Bremen[1]) und beim Bau der Ruhr-Schleusen gemacht hatte, ausgenutzt. Die Schleuse hat eine nutzbare Länge von 105 m, eine Breite von 12 m und ein Höchstgefälle von + 5 NN bis — 0,80 NN. Wegen der immerhin sehr starken Strömung sind die eisernen Leitwerke jeder anderen Bauart vorzuziehen. Es sind daher Larssen-Bohlen Profil I u. II mit einer Festigkeit von 44 bis 52 kg/mm² eingebaut worden. Der Abschlußholm liegt im Oberwasser 1 m über dem normalen Wasserstande.

Die Leitwerke liegen in Richtung des einfahrenden Schiffes rechts in einer Neigung 1:10 und links in einer Neigung 1:3 zur Schleusenachse (vergl. Abb. 3, 4 u. 4a). In einem ziemlich scharfen Knick sind die Leitwerke durch eine besondere Eckbohle an das Ufer herangeführt. Es war zuerst aus Sparsamkeitsrücksichten geplant, die dichten Wände, wie anscheinend bei dem Leitwerk der Schleuse bei Bremen (vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11), nur einseitig rechts auszuführen, dann hätte aber die Gefahr bestanden, daß einfahrende geschleppte Schiffe infolge der Zusammendrückung des Wassers zwischen Schiff und Wand aus der

[1]) „Die Bautechnik“ 1927, Heft 11.

Einfahrtrichtung abgedrängt worden wären. Eine doppelseitige Ausführung der Leitwerke erleichtert aber allgemein, namentlich allein fahrenden Schiffen, die Einfahrt. Die gegen die Vorhafenmitte vorspringenden Ecken der Landanschlüsse sind gegen Anfahren gesichert, und zwar im Oberwasser durch einen federnden Pfahl, im Unterwasser durch ein Pfahlbündel (s. Abb. 5, 5a, 5b). Wenn auch die eisernen Spundwände wegen ihres festen Zusammenhalts ein Anfahren durch Schiffe durchaus vertragen und die Schiffer aus eigenem Interesse ihre Schiffe gegen Anfahren an eiserne Widerstände schützen, so ist der Einbau von Dalben doch anzuraten. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Einige neuere Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken.

Vortrag, gehalten von Regierungs- und Baurat a. D. Dr.-Ing. **Walter Nakonz,** Vorstandsmitglied der Beton- u. Monierbau-A.-G., auf der 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in München.

(Schluß aus Heft 30.)

Abb. 32 stellt eine der längsten Eisenbetonbrücken dar, die in den letzten Jahren erbaut worden sind. Es handelt sich um eine Brücke über die Weser zwischen den Orten Vlotho und Uffeln, die im Jahre 1927 von den Kreisen Herford und Minden errichtet ist. Die Brücke ist insgesamt etwa 400 m lang und besteht aus sieben gewölbten Öffnungen, von denen die beiden ersten über dem linken Vorland, und die vier letzten über dem rechten Vorland liegen, während die dritte Öffnung den Flußlauf überspannt. In sechs Öffnungen verlaufen die Bogen unter der Fahrbahn. Eine Ausnahme macht nur die erste Öffnung auf dem linken Ufer, die drei Eisenbahngleise, und zwar die Hauptbahnlinie Löhne—Rinteln, sowie die Kleinbahn Herford—Vlotho überspannt, weshalb hier die tragenden Bogen über die Fahrbahn gelegt worden sind. Sämtliche unter der Fahrbahn liegenden Bogen sind als statisch bestimmte Dreigelenkgewölbe ausgebildet worden. In der linken Landöffnung sind die beiden Bogen mit angehängter Fahrbahn einfach statisch unbestimmte Zweigelenkbogen.

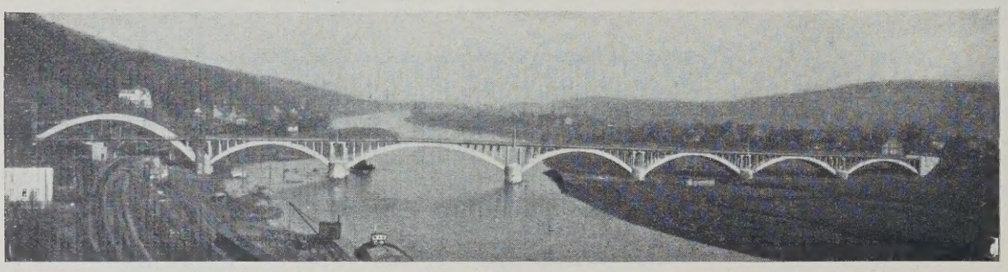


Abb. 32. Brücke über die Weser bei Vlotho.

In den Abb. 33 bis 39 ist die Brücke in der Ansicht, im Längsschnitt, im Grundriß und in mehreren Querschnitten dargestellt.

Erschwerend für die Ausführung hat der Umstand gewirkt, daß die Brücke im Grundriß in einer Kurve liegt. Vom linken Widerlager bis zum ersten rechten Landpfeiler verläuft die Brücke in gerader Richtung. Von da ab hat die Brücke über jeden Pfeiler einen Knickpunkt, durch den sämtliche Pfeiler auf dem rechten Ufer eine andere Richtung erhalten. Die Richtungsänderung der einzelnen Pfeiler ist so festgelegt worden, daß sich ihre Achsen sämtlich in einem Punkte 750 m unterhalb der Brücke schneiden.

Die lichten Weiten der einzelnen Öffnungen sind 63,70 m für den Brückenbogen mit angehängter Fahrbahn auf dem linken Ufer, 61,16 m für die Stromöffnung, 44,50 m für die beiden Öffnungen rechts und links davon und je 42,50 m für die drei übrigen Flutöffnungen auf dem rechten Ufer.

Die zu überführende Straße ist 8,50 m breit. Hiervon entfallen 5,50 m auf den Fahrdamm und je 1,50 m auf die beiderseitigen Fußwege.

Bei der Öffnung über den Eisenbahngleisen auf dem linken Ufer liegen die beiden tragenden Bogen innerhalb der Fußwege. Ein Querschnitt ist in Abb. 37 dargestellt. Die Gewölbe unter der Fahrbahn sind sämtlich in drei Rippen aufgelöst, die an den Gelenken und den Bruchfugen gegeneinander abgesteift sind. Die Gelenkfugen verlaufen durchweg senkrecht zu den Längsachsen der Gewölbe, so daß diese sämtlich als gerade Gewölbe wirken, nur die Anschnitte an die Pfeiler sind dort, wo diese

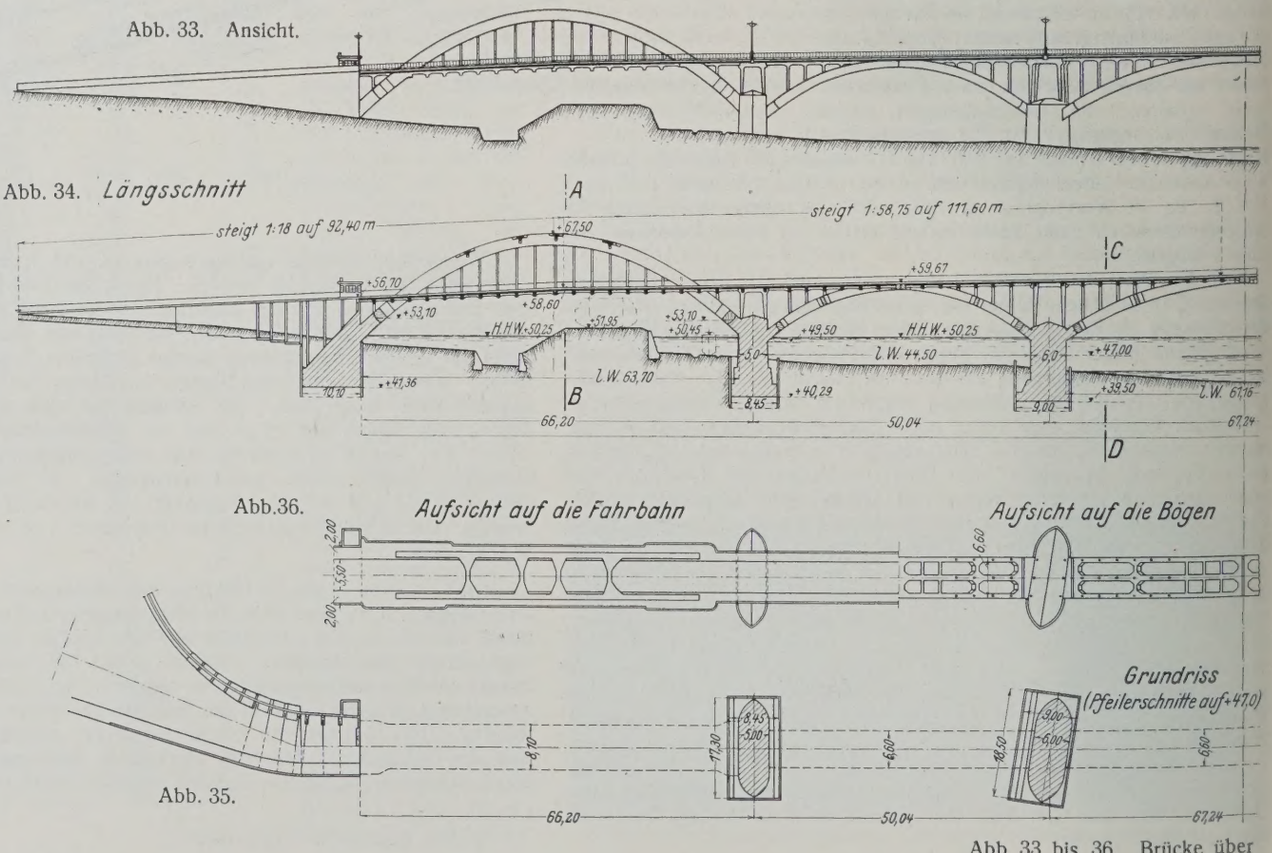
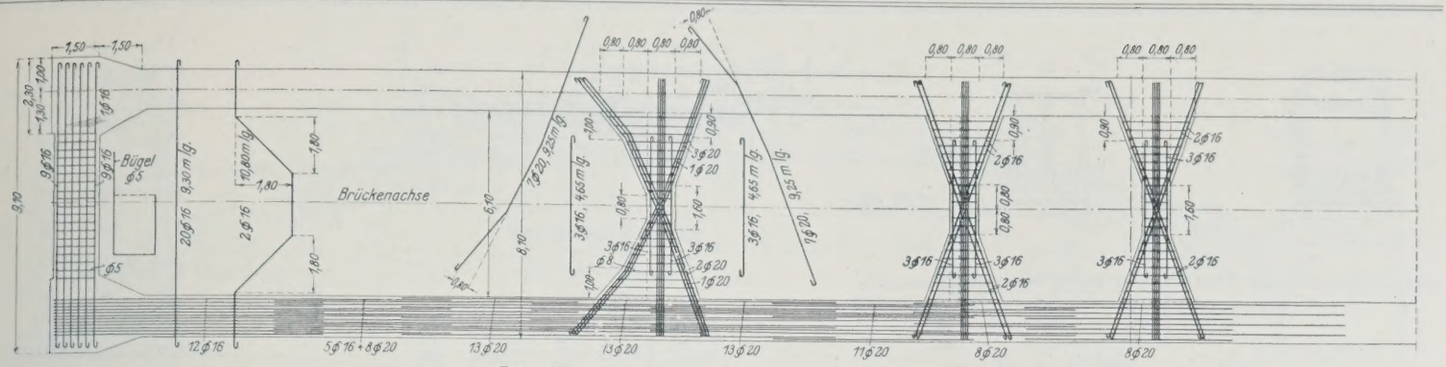


Abb. 33 bis 36. Brücke über



Bewehrung des Bogens für die Bahnöffnung.

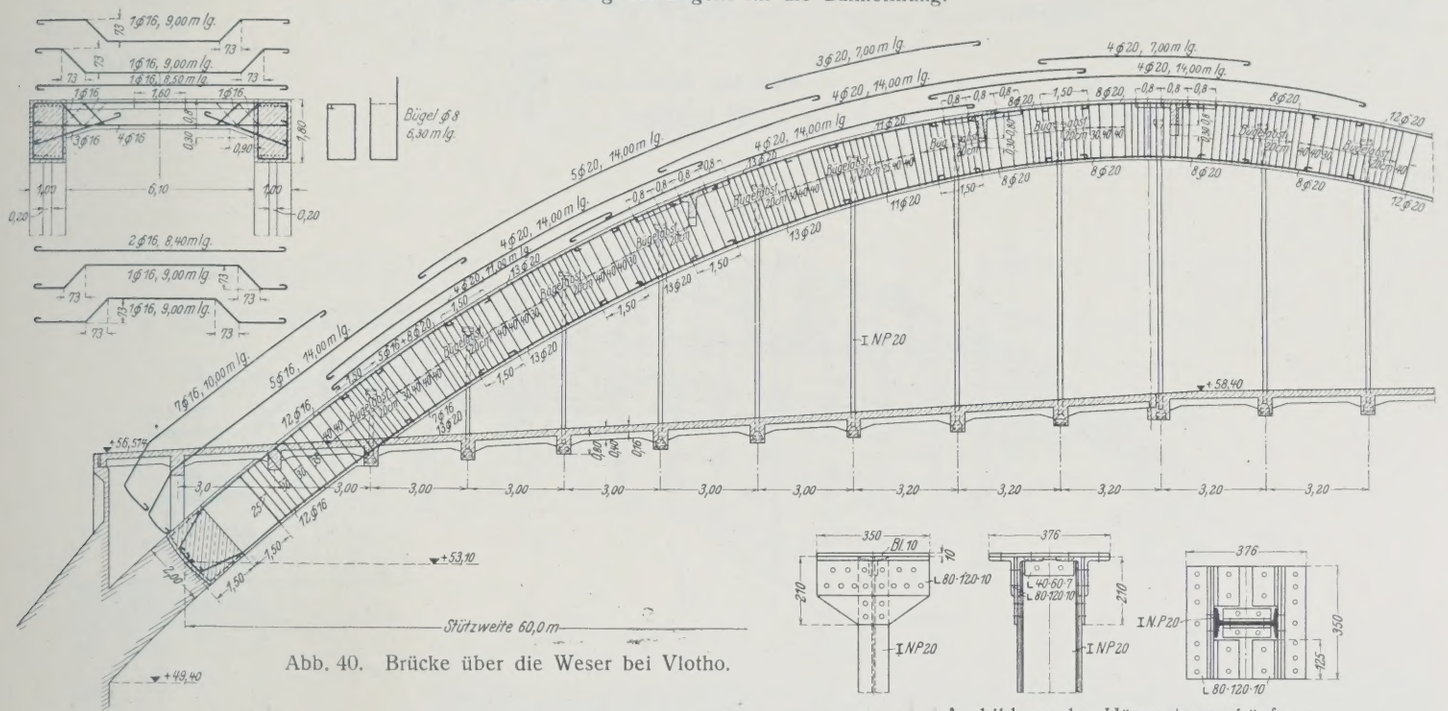
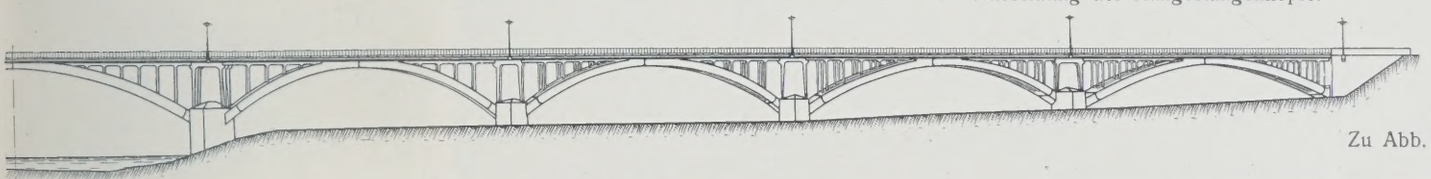
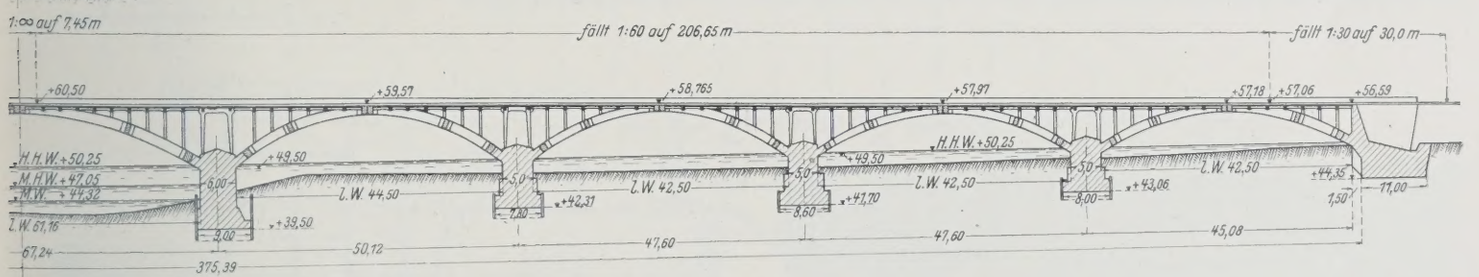


Abb. 40. Brücke über die Weser bei Vlotho.

Ausbildung der Hängestangenköpfe.

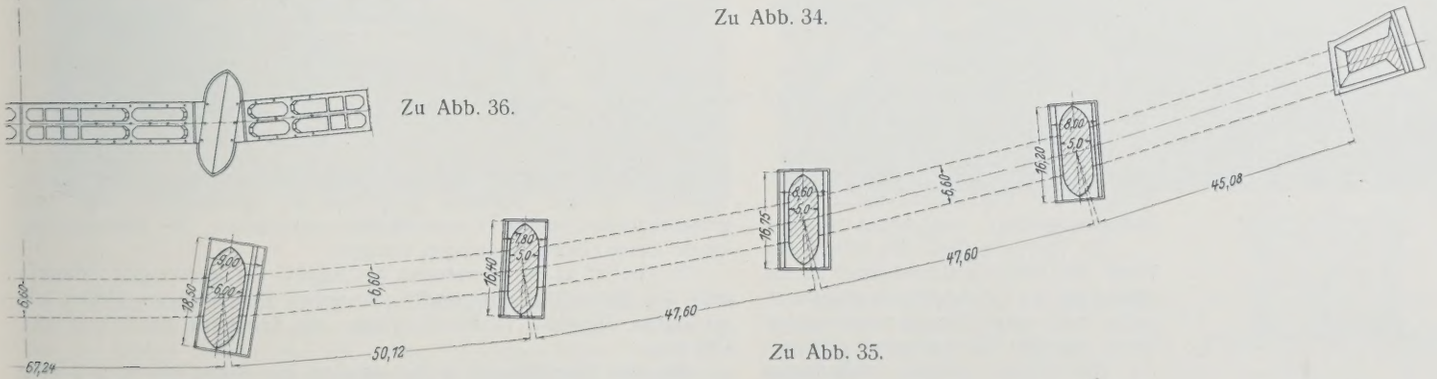


Zu Abb. 33.



Zu Abb. 34.

Zu Abb. 36.



Zu Abb. 35.

die Weser bei Vlotho.

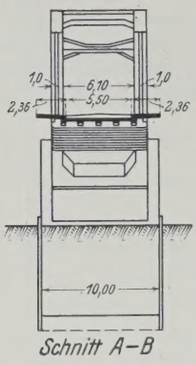


Abb. 37.

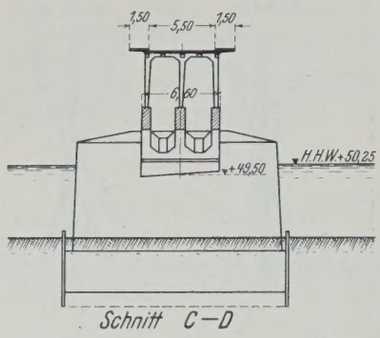


Abb. 38.

Abb. 37 bis 39.
Brücke über die Weser bei Vlotho.

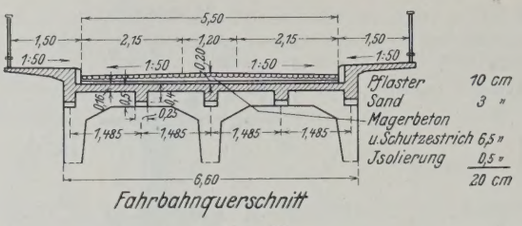


Abb. 39.

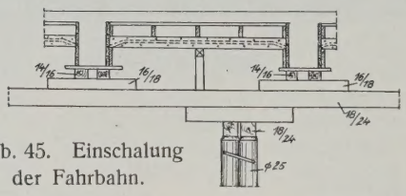


Abb. 45. Einschalung der Fahrbahn.

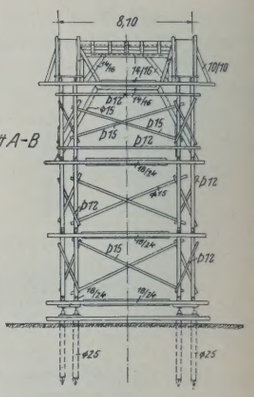


Abb 42.

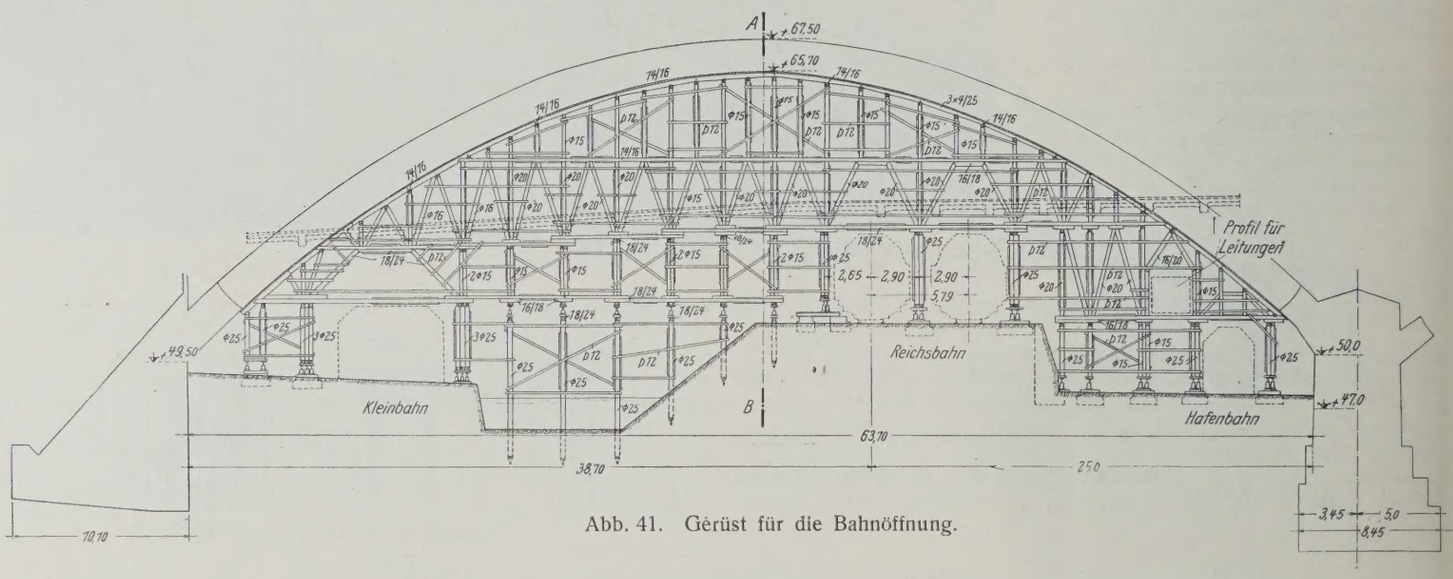


Abb. 41. Gerüst für die Bahnöffnung.

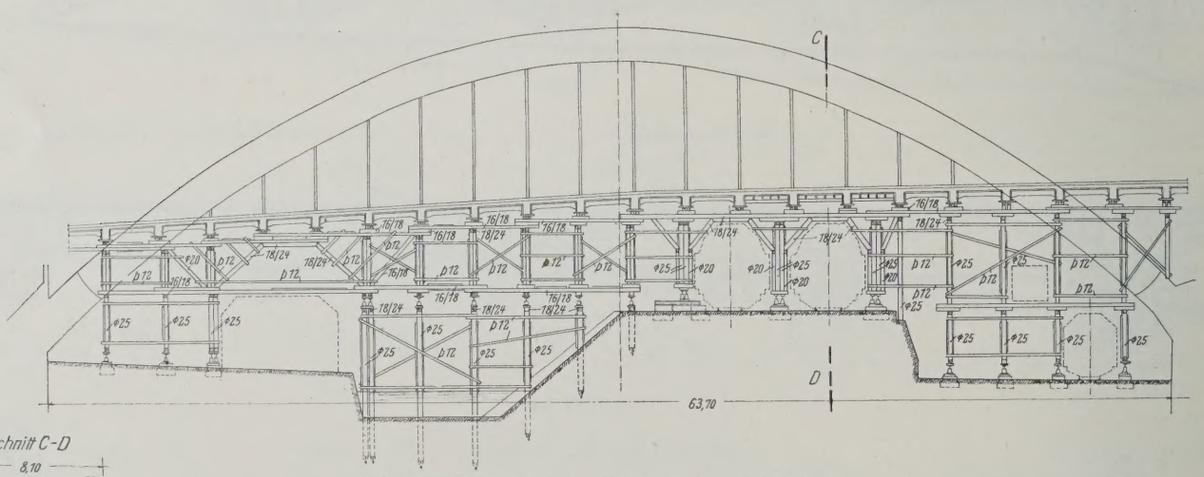


Abb. 43. Gerüst für die Fahrbahn der Bahnöffnung.

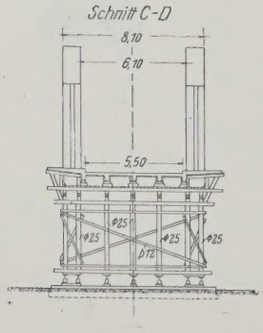


Abb. 44.

nicht senkrecht zur Brückenlängsachse stehen, schief. Die Gelenke sind als Eisenbetonwälzgelenke ausgebildet worden.

Die Fahrbahn (Abb. 39) besteht aus Platte und Balken und wird durch leichte Säulen auf die Gewölberippen abgestützt, bezw. in der ersten Öffnung von unverkleideten eisernen Hängestangen getragen.

Die Pfeiler mußten stellenweise ziemlich tief gegründet werden, um tragfähigen Baugrund zu erreichen. Abgesehen von dem rechten Landwiderlager wurden sämtliche Baugruben mit Spundwänden, und zwar größtenteils mit eisernen Larssenwänden umschlossen. Die Wasserhaltung wurde durch offenes Abpumpen erreicht.

In Abb. 40 ist die Bewehrung des Bogens mit angehängter Fahrbahn über den Bahngleisen dargestellt. Besondere Erläuterungen dürften sich erübrigen. Die Abb. 41 bis 45 zeigen das Lehrgerüst für die gleiche Öffnung.

Bei der Stromöffnung mußte während des Baues ein 20 m breiter Schiffdurchlaß freigelassen werden, der in dem Lehrgerüst mittels eiserner

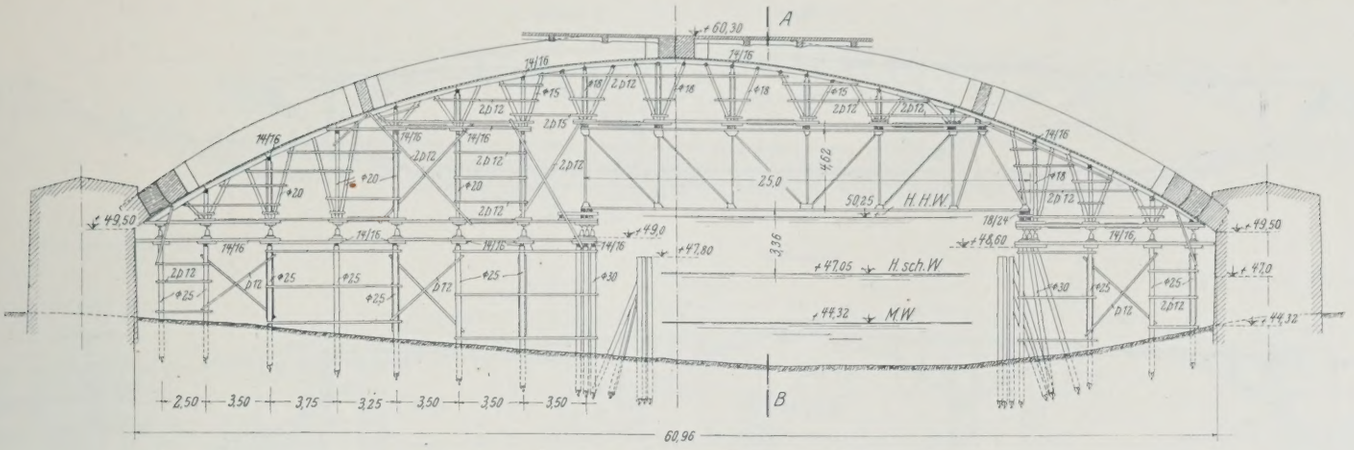


Abb. 46. Lehrgerüst für die Stromöffnung.

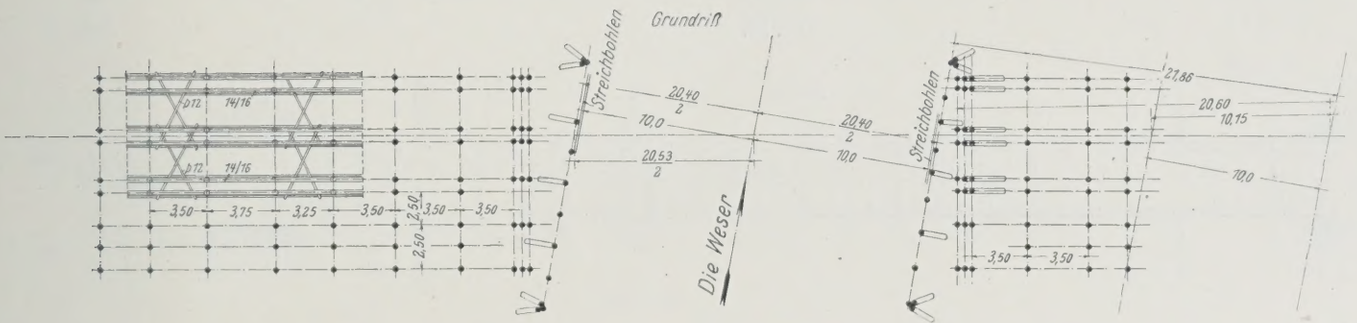


Abb. 48.

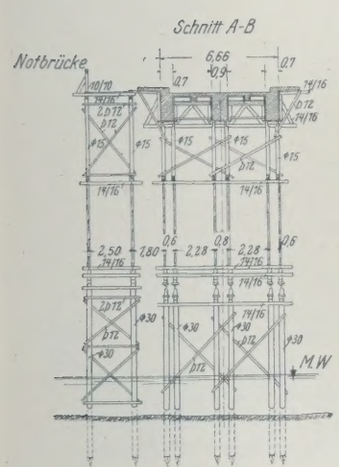


Abb. 47.

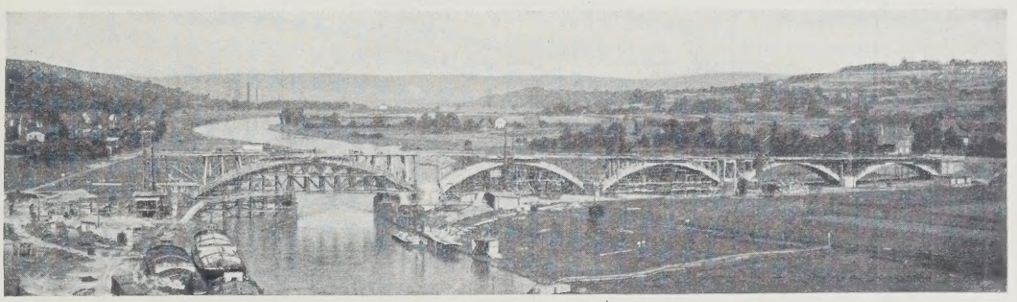


Abb. 51. Brücke über die Weser bei Vlotho.

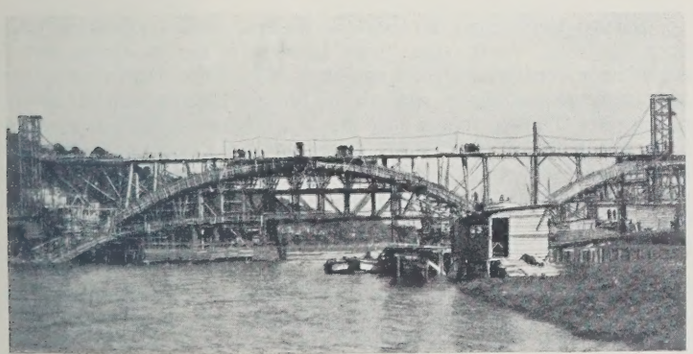


Abb 49.

Abb. 50.

Fachwerkträger überbrückt wurde. Das Lehrgerüst dieser Öffnung ist in den Abb. 46 bis 48 aufgetragen und in Abb. 49 zu sehen. Aufnahmen von der fertigen Brücke sind die beiden folgenden Bilder, von denen Abb. 50 die Öffnung über den Bahngleisen und Abb. 51 die Stromöffnung und die vier rechten Flutöffnungen zeigt.

Bemerkenswert war die Schnelligkeit, mit der der Bau ausgeführt wurde. Der Auftrag wurde am 5. März 1927 erteilt. Ende März konnte mit der Einrichtung der Baustelle begonnen werden. Fast gleichzeitig setzte ein starkes Hochwasser ein, das einen Aufschub von 14 Tagen verursachte. Ferner ergaben sich bei den Gründungen Schwierig-

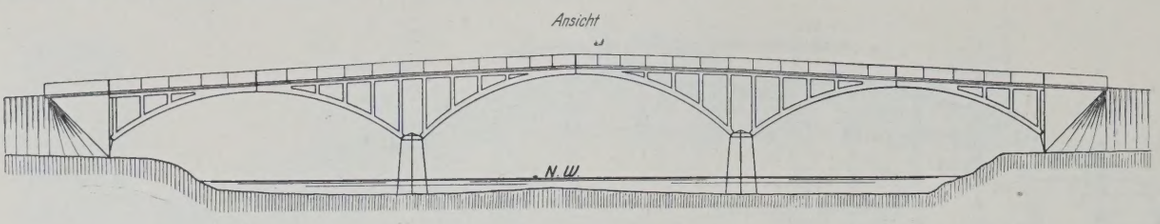


Abb. 52.

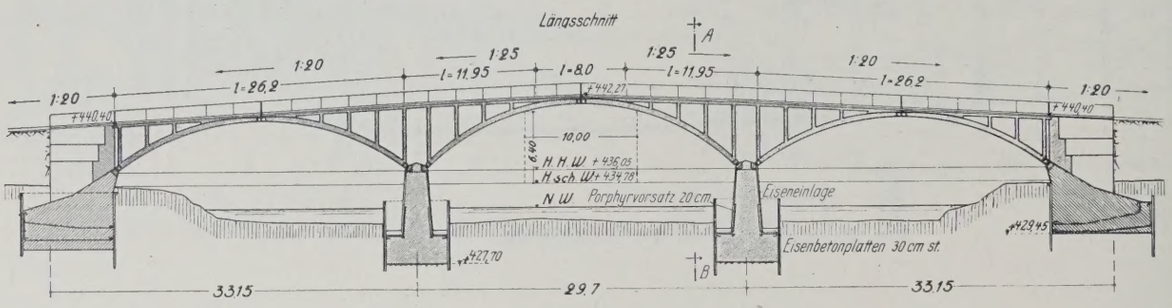


Abb. 53.

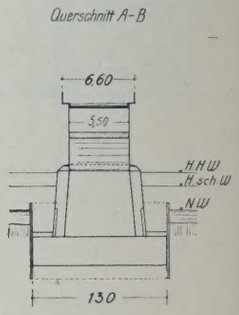


Abb. 55.

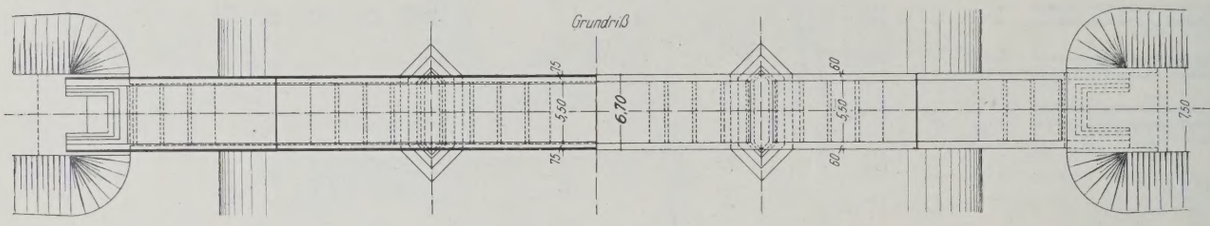


Abb. 54.

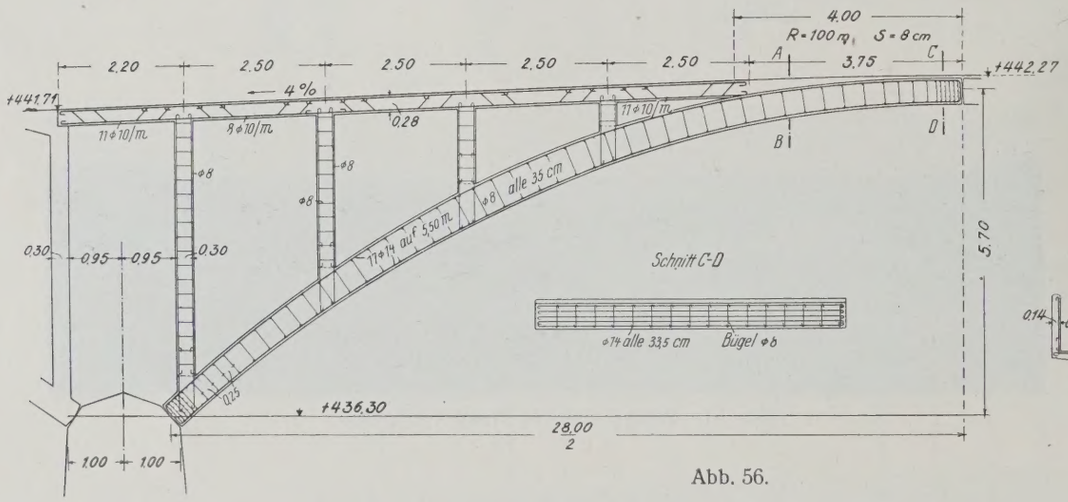


Abb. 56.

keiten, mit denen ursprünglich nicht gerechnet worden war. Trotz allem gelang es, die Bauarbeiten so zu beschleunigen, daß der letzte Bogen am 15. Dezember 1927 ausgerüstet werden konnte. Die Setzungen der Bogen beim Ausrüsten waren sehr gering: Sie schwankten bei den einzelnen Öffnungen zwischen 3 u. 6 mm. Am 28. März 1928 wurde der Verkehr über die Brücke feierlich eröffnet.

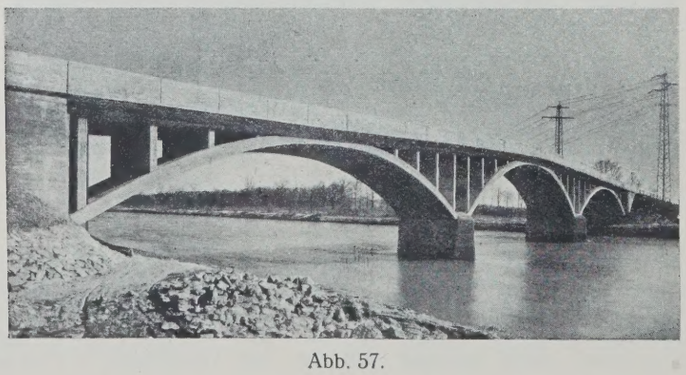


Abb. 57.

Bei der Herstellung der Gewölbe wurden zunächst die Kämpfer- und Scheitelgelenke, sowie eine kurze Lamelle in der Bruchfuge mit dem zugehörigen Versteifungsbalken betoniert. Eine weitere Unterteilung wurde nicht mehr vorgenommen, sondern die übrigen Betonmassen der Gewölberippen einer Öffnung wurden ohne jede Arbeitsunterbrechung in zusammenhängende Betriebe eingebracht, wobei an den Kämpfern bezw. an den Bruchfugen gleichzeitig begonnen wurde, je nach der Größe des Bogens waren hierzu 20 bis 24 Stunden erforderlich. Bei diesem Verfahren konnten die während des Betonierens eintretenden Formänderungen des Lehrgerüstes nicht nachteilig wirken.

Zum Schluß mögen noch zwei Donaubrücken kurz beschrieben werden, und zwar eine Bogenbrücke bei Offingen und eine Balkenbrücke bei Thalfingen. Die erstere ist in den Abb. 52 bis 55 dargestellt. Sie ist an Stelle einer alten baufälligen hölzernen Brücke von der Gemeinde Offingen rd. 30 km unterhalb Ulm errichtet worden. Die Gesamtlänge der neuen Brücke beträgt 96 m, die Breite zwischen den Brüstungen ist einschließlich zweier 0,60 m breiter Gehwege 6,60 m.

Die massiven Gewölbe haben drei Gelenke. Die Spannweiten zwischen den Gelenken sind je 26,30 m für die beiden Seitenöffnungen und 28 m für die Mittelöffnung mit den zugehörigen Pfeilhöhen von 4,40 bezw. 5,70 m. Die Höhe des Mittelbogens hat sich aus der Bedingung eines 10 m breiten und 6,40 m hohen Schiffahrtdurchlasses über dem

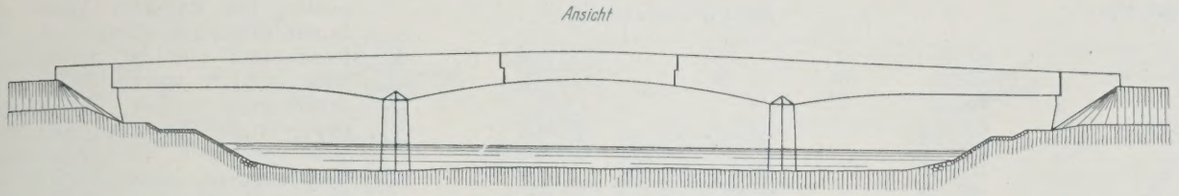


Abb. 58.

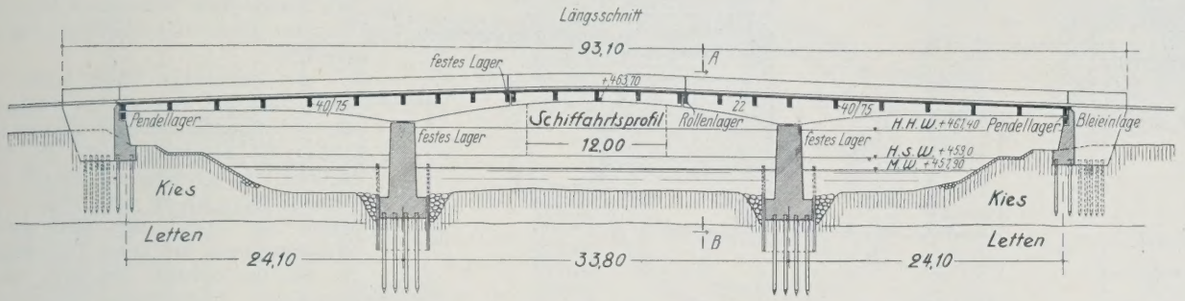


Abb. 59.

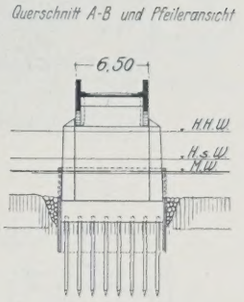


Abb. 61.

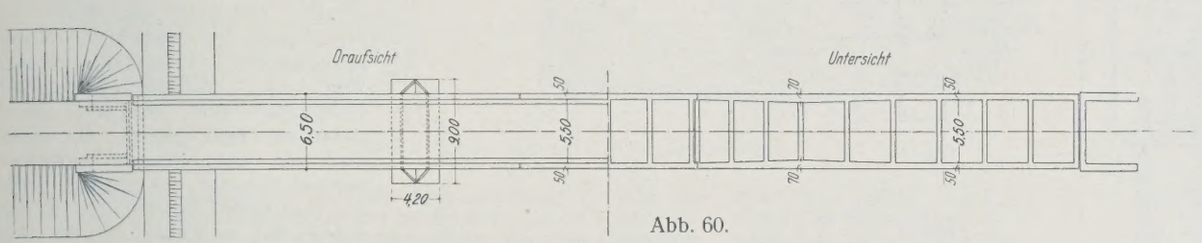


Abb. 60.

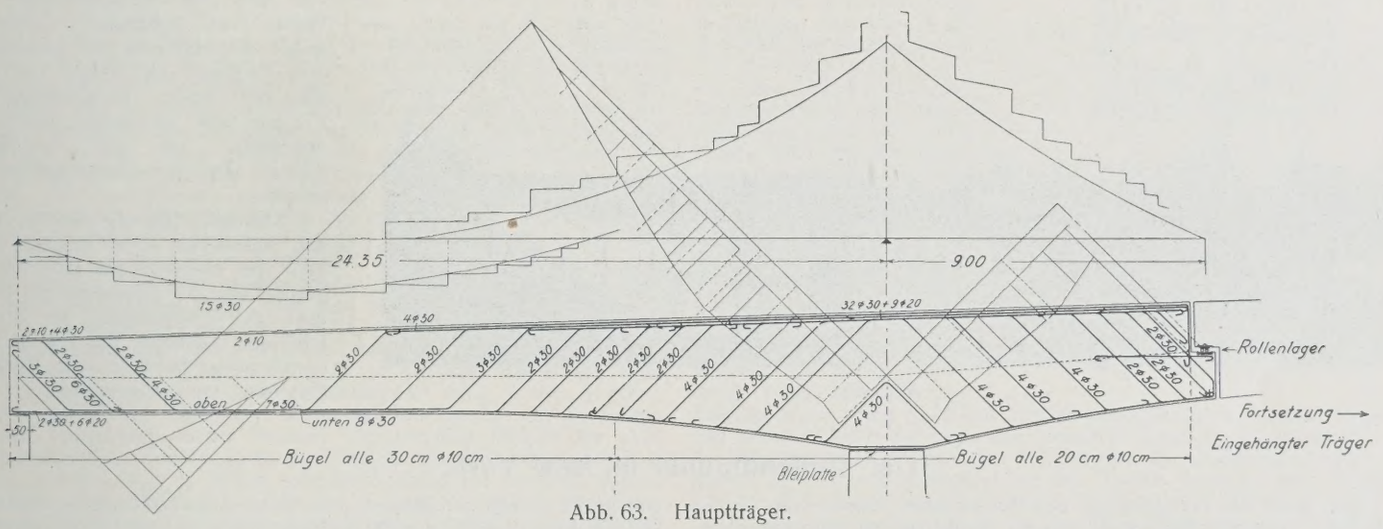


Abb. 63. Hauptträger.

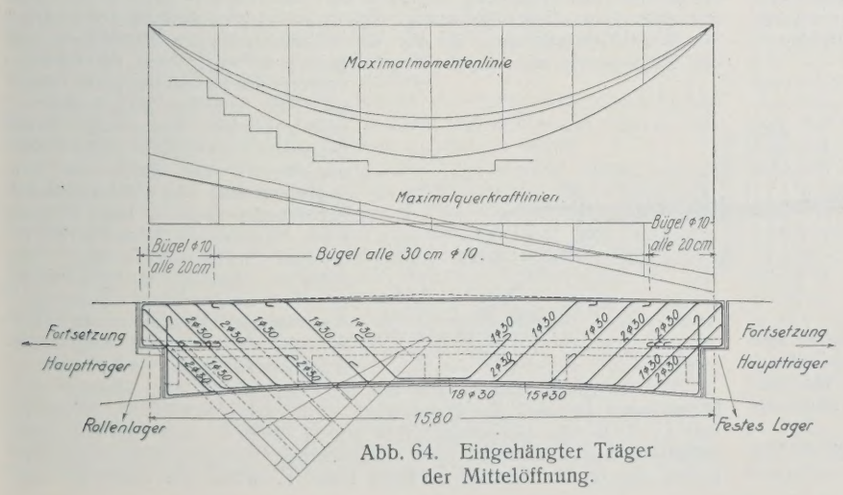


Abb. 64. Eingehängter Träger der Mittelöffnung.

höchsten schiffbaren Wasserstande nach dem Ausbau der Donau zur Großschiffahrtstraße ergeben.

Die Gewölbe sind schwach bewehrt. Die Gelenke sind mit Bleiplatten ausgebildet. Einzelheiten der Bewehrung und der Gelenkausbildung sind aus Abb. 56 ersichtlich. Die Brücke ist zur Ersparnis an Baukosten in einfachster Weise gehalten. Das Bild der fertigen Brücke (Abb. 57) beweist, daß sie trotzdem gefällig und leicht aussieht. Mit den Bauarbeiten wurde im September 1926 begonnen. Sie mußten während des Winters 26/27 unterbrochen werden. Die Gründungsarbeiten wurden durch verschiedene Hochwässer erheblich erschwert. Die Fertigstellung der Brücke fand im Juni 1927 statt.

Die 6 km unterhalb von Neu-Ulm gelegene hölzerne Gemeindebrücke bei Thalfingen wird zurzeit durch eine Eisenbetonbrücke mit drei Öffnungen ersetzt, deren Konstruktion in den Abb. 58 bis 61 dargestellt ist. Die neue Brücke ist für die Belastung der Brückenklasse 2 berechnet, und zwar als Auslegeträger mit zwischengespannter Fahrbahn-

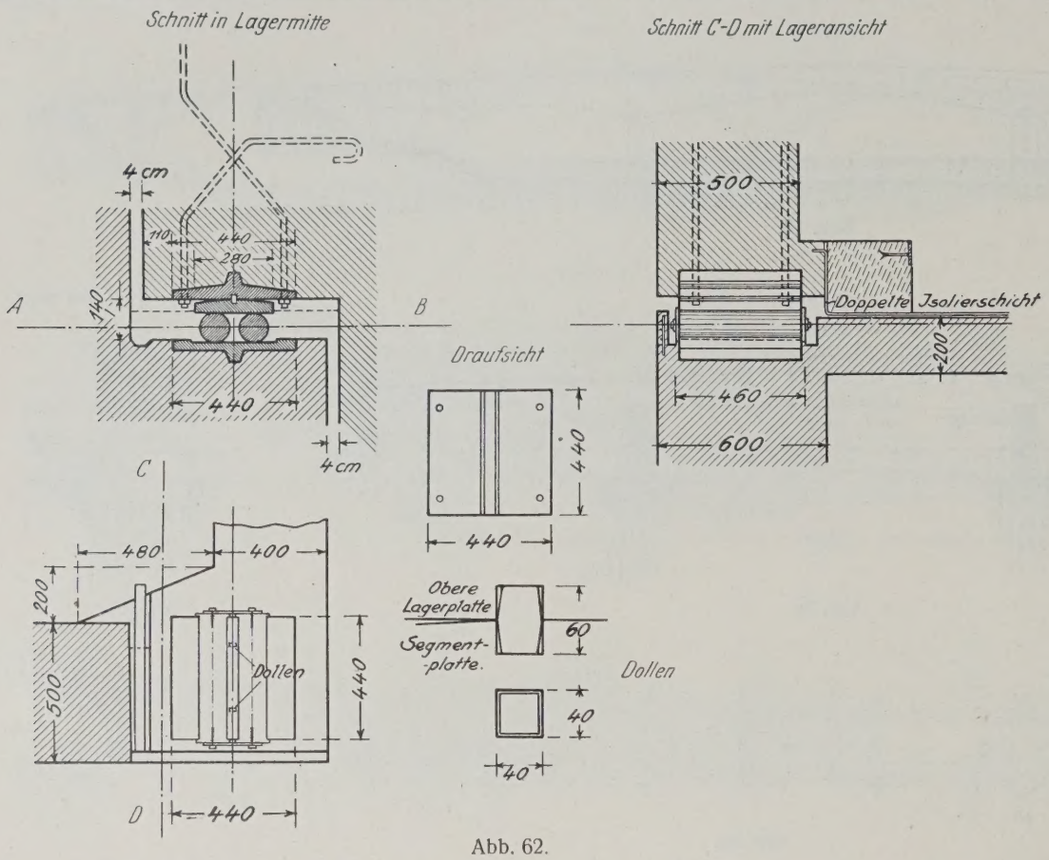


Abb. 62.

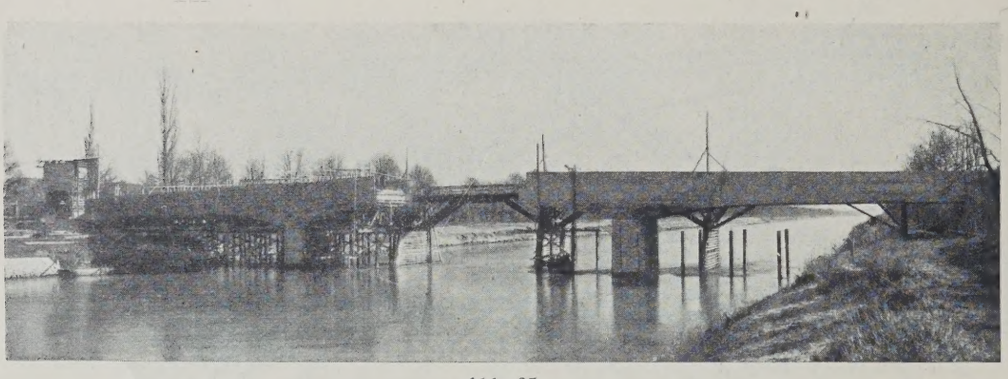


Abb. 65.

platte. Die tragenden Balken sind in den Brüstungen untergebracht. Die Spannweiten sind bei der Mittelöffnung 33,80 m und bei den beiden Endöffnungen 24,35 m. Der Einhängeträger in der Mitte hat eine Spannweite von 15,8 m. Die beiden tragenden Kragarme laden je 9 m weit aus. Die Auflager über den beiden Strompfeilern sind fest und mit Bleiplatten ausgebildet. Die Lager über den Landpfeilern sind durch Einschaltung von Eisenbetonpendeln beweglich gemacht.

Der eingehängte Träger besitzt ein festes und ein bewegliches Auflager, das als Doppelrollenlager gemäß Abbildung 62 ausgebildet ist. Die Bewehrung der Hauptträger ist aus den Abb. 63 und 64 zu entnehmen. Erwähnt sei noch, daß das größte Stützenmoment für einen Hauptträger rd. 800 tm beträgt; die zu seiner Aufnahme vorhandene Trägerhöhe beträgt dort 3,80 m.

Die Gründung der Pfeiler und Widerlager ist zwischen eisernen Spundwänden ausgeführt worden. Wegen der schlechten Untergrundverhältnisse sind sämtliche Fundamente auf Pfähle gesetzt. Die Brücke wird in zwei Teilen ausgeführt, wodurch einmal ein leichter Ablauf der Hochwässer gewährleistet ist, das andere Mal an Kosten für das Lehrgerüst gespart wird. Abb. 65 zeigt ein Bild der Bauausführung. Die Pfeiler und Widerlager, sowie die rechte Seitenöffnung mit anschließendem Kragarm sind fertig. Der Überbau der linken Seitenöffnung mit Kragarm sind eingeschalt und stehen unmittelbar vor der Betonierung. Zuletzt wird der Einhängeträger hergestellt.

Sämtliche Brücken hat die Beton- und Monierbau A.-G. ausgeführt, die auch die erforderlichen Entwürfe aufgestellt hat, mit Ausnahme der Brücke über die Unterhäupter der Schachtschleusen Anderten, die von der bauausführenden Behörde, dem Kanalbauamt Hannover, entworfen ist.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Hollandtunnel in New York.

Aus Anlaß der Fertigstellung des Hudson-River-Tunnels, der ersten und bisher einzigen dem unmittelbaren Straßenverkehr dienenden Verkehrsverbindung zwischen den durch den Hudson getrennten Städten New York und New Jersey, findet die Bauausführung dieses bedeutsamen Bauwerks in „Engineering“ 1927, S. 601 u. f., eine ausführliche Darstellung, der in Ergänzung früher in der „Bautechnik“ gebrachter Mitteilungen[1]) folgendes entnommen wird.

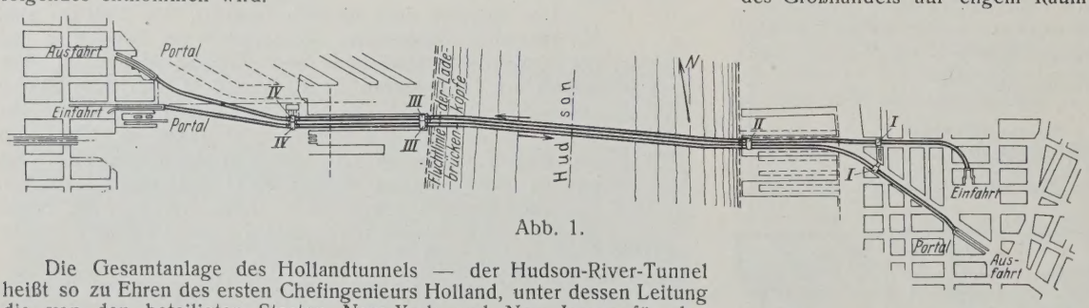


Abb. 1.

Die Gesamtanlage des Hollandtunnels — der Hudson-River-Tunnel heißt so zu Ehren des ersten Chefingenieurs Holland, unter dessen Leitung die von den beteiligten Staaten New York und New Jersey für den Tunnelbau bestellte Ingenieurkommission den Bau vorbereitet und ausgeführt hat — zeigt im Lageplan (Abb. 1) zwei etwa 2800 m lange Tunnel, die für den Wagenverkehr je einer Richtung bestimmt sind. Jeder Tunnel enthält eine zweispurige Fahrbahn von 6,15 m Breite und zwei Längskanäle für die Be- und Entlüftung in der in der „Bautechnik“ 1927, S. 711, dargestellten Querschnittsausbildung. Die Tunnel enden beiderseitig inmitten der Geschäftsviertel dort, wo sich die Wolkenkratzer der Hochfinanz und des Großhandels auf engem Raum zusammendrängen und der Straßenverkehr eine beispiellos große Dichte aufweist. Die Ein- und Ausfahrten sind gesondert angeordnet. Ihnen liegen in Straßenhöhe große Plätze vorgelagert, als Puffer für den stoßweise auf- und abschwellenden Kraftwagenverkehr. Jede Tunnelröhre ist durch die Schächte I bis IV in fünf Teilstrecken zerlegt. Die Schächte tragen die in Abb. 2 schematisch dargestellten Belüftungseinrichtungen, über die in der „Bautechnik“ 1927, S. 711, eingehende Angaben zu finden sind.

Die Bauausführung setzte mit der Herstellung der Schächte ein. Diese haben rechteckigen Querschnitt — die sechs Schächte I, III und IV von 13 · 14 m, der Doppelschacht II von 11 · 29 m — und sind nach denselben Grundsätzen ausgebildet. Sie wurden im Druckluftgründungsverfahren abgesenkt. Für die Schächte I und IV wurde der Boden bis zum

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, S. 441; 1925, S. 7 u. 12; 1927, S. 711 u. 822.

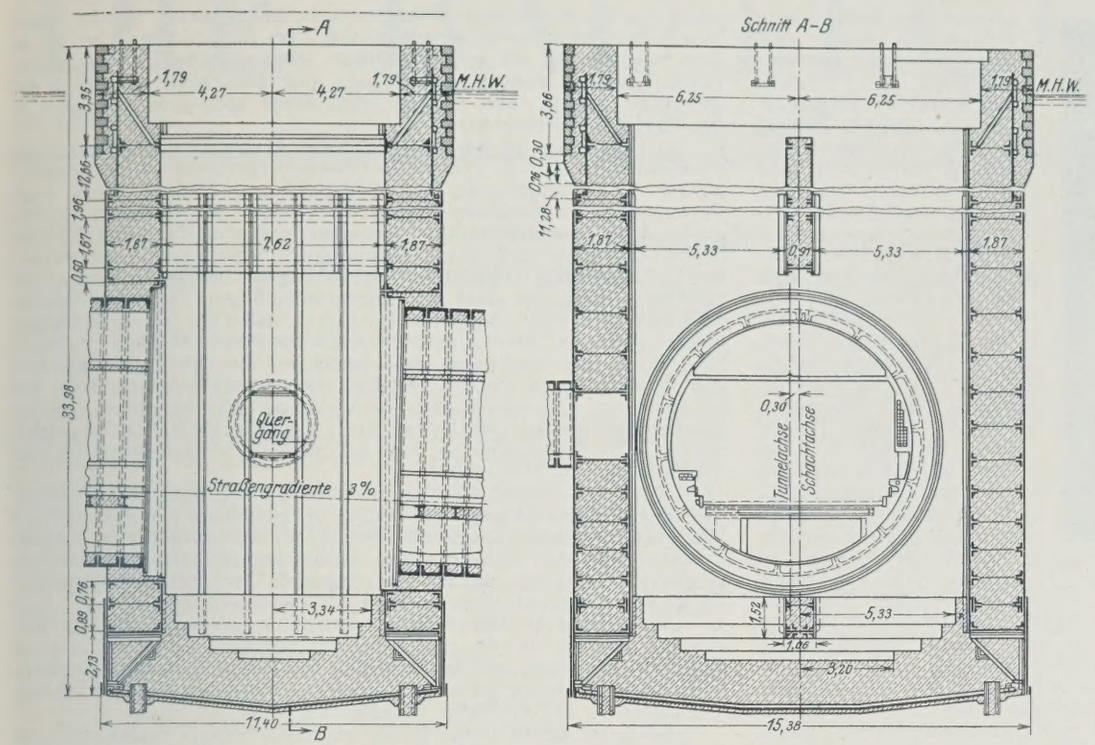
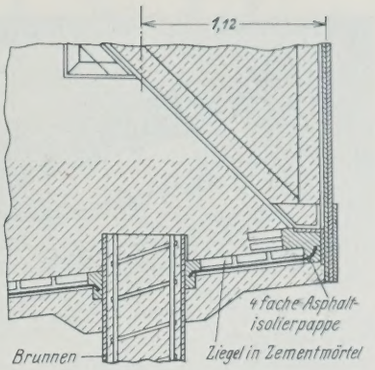


Abb. 3. Schacht III mit Anschluß des Brunnenrostes.



Zu Abb. 3.

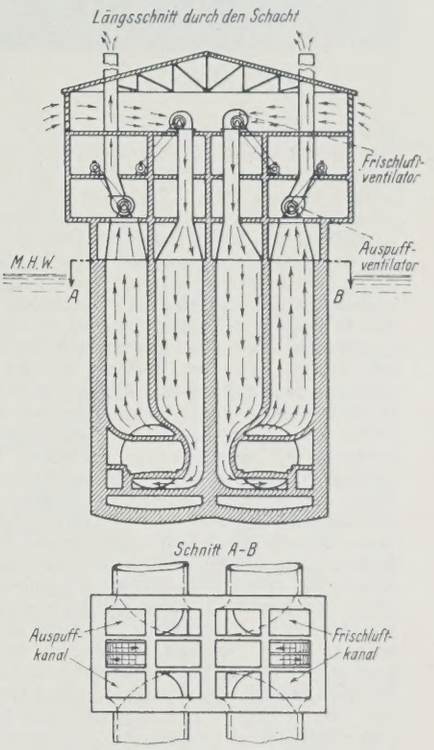


Abb. 2. Belüftungseinrichtung.

Grundwasserspiegel ausgehoben und die Arbeitskammern am Ort zusammengefügt. Die Arbeitskammern der Schächte II und III wurden auf einer Werft zusammengebaut, mit behelfsmäßigem Holzboden versehen und schwimmend herangebracht. Der Bodenaushub und das Absenken der Schächte vollzog sich in üblicher Weise. In weichem Boden wurde innerhalb der Schneide eine Berme gelassen, damit die Schneide stets wenigstens 30 cm im Boden eingebettet war und einen guten Luftabschluß herstellte. Der Boden der Berme wurde mit dem Sinken des Schachtes allmählich der Mitte zu gedrückt, wo er ausgehoben wurde. Zur Beschleunigung des Absinkens machte man von einer vorübergehenden Ermäßigung des Luftdrucks Gebrauch. Hierdurch wurde dem Grundwasser der Eintritt in den Boden verstattet, der Boden aufgeweicht und das Gewicht des Schachtes infolge Verringerung des Auftriebs wirkungsvoller gemacht. Der Aushubboden wurde, soweit erforderlich, über der Decke der Arbeitskammer aufgeschichtet, um das zur Überwindung des Auftriebs und der Außenreibung erforderliche Gewicht zu erhalten. Es wurde eine Außenreibung von bis 4,5 t/m² festgestellt.

Bei Schacht III lag der tragfähige Boden in einer für Druckluftgründung nicht mehr erreichbaren Tiefe. Vor dem Absenken der Schächte wurde hier daher zwischen der planmäßigen Sohle des mit Druckluft abzusenkenden Schachtes und dem in 80 m Tiefe anstehenden Felsen eine Tragkonstruktion aus 42 Brunnen von 60 cm Durchm. hergestellt, über deren Bauausführung bereits in der „Bautechnik" 1923, S. 441, Angaben gebracht worden sind. Besondere Schwierigkeiten bereitete es, die langen schweren Mantelrohre dieser Brunnen einigermaßen lotrecht bis zum Felsen abzuteufen. Zur Kontrolle der Rohrlage hat sich dabei eine Einrichtung bewährt, die in einem scheibenförmigen Lot bestand, das in einem Rohre hing. Schlug das Lot aus, so kam es mit der Wand des Rohres in Berührung und stellte damit einen elektrischen Kontakt her, wodurch der Ausschlag und damit die Abweichung des Brunnens aus seiner Richtung sofort nach oben angezeigt war. Auf den aus den Brunnen gebildeten künstlichen Baugrund wurden die Schächte III genau wie die übrigen Schächte abgesenkt und damit ein fester Stützpunkt für die anschließenden Tunnelstrecken geschaffen, die in Silt von so gut wie gar keiner Tragfähigkeit gelegt werden mußten.

Der mittlere tägliche Arbeitsfortschritt des Schachtabsenkens betrug bei Schacht II 2,3 m im Silt, 1,9 m im Sand und 0,75 m im Felsen; bei den anderen Schächten wurden ähnliche Leistungen erzielt.

Nachdem die Schächte ihre endgültige Lage erreicht hatten, wurde die Sohle mit 15 cm Beton abgeglichen, eine vierfache Asphaltisolierfilzschicht aufgeklebt und diese durch eine in Zementmörtel versetzte Ziegelflachschicht abgedeckt. Die flußeisernen Seitenwände des Schachtes wurden mit Chinoholzöl gestrichen, die Fuge zwischen Seitenanstrich und Sohlendichtung durch ein Asphaltband von 5 cm Stärke gedichtet. Die Außenwand des Schachtes wurde, soweit sie im Boden lag, nicht isoliert, da materialschädliche Bestandteile bei der Untersuchung des Grundwassers nicht festgestellt worden waren, oberhalb der Flußsohle dagegen wurden die dem Flußwasserangriff ausgesetzten Teile der Schächte II und III isoliert und mit einer Granitverblendung zum Schutz gegen mechanische Verletzungen versehen. Der Herstellung der Isolierung folgte die Ausführung des Sohlenbetons. Nachdem der Beton 24 Stunden gestanden hatte, wurde der Schacht allmählich mit Wasser bei entsprechender Ermäßigung des Luftdrucks gefüllt und 10 Tage stehen gelassen, um dem frischen Beton Gelegenheit zur Erhärtung zu geben, bevor aufwärts gerichtete Kräfte an ihm zur Wirkung gelangten. Abb. 3 gibt eine Darstellung des fertigen Schachtes III mit Anschluß des Brunnenrostes.

Von den Tunneln sind die oben offenen Rampenstrecken bis zu den Portalen heran und auf der New Yorker Seite die vom Portal bis an den Schacht I reichende gedeckte Tunnelstrecke mit rechteckigem Querschnitt in der im Untergrundbahnbau üblichen Weise mittels Grundwasserabsenkung ausgeführt. Alle übrigen Tunnelstrecken haben kreisrunden Querschnitt und sind mit Schildvortrieb und Preßluftanwendung vorgetrieben worden. Hiervon liegen allein je 1700 m zwischen den Uferbohlwerken des Hudson und über je 1000 m zwischen den Schächten II und III, die annähernd bis an die behördlich festgesetzten Fluchtlinien der Ladebrückenköpfe vorgesetzt sind. Die Bodenbedeckung des Tunnels schwankt hier zwischen 4,5 und 12 m, dabei liegt die Fahrbahn im Tunnel bis 28,5 m unter MHW.

In den Rampenstrecken wurde das Grundwasser in einer größeren Zahl von Pumpensümpfen mit ungewöhnlichen Abmessungen abgesenkt. Man versprach sich bei der feinkörnigen Beschaffenheit des Bodens hiervon eine schnellere und wirksamere Absenkung als bei der Verwendung von Rohrbrunnen. Im Schutze eiserner Spundwände wurden Schächte von 3 m auf 4 m Querschnitt ausgehoben, ein Holzfilter von 1,5 auf 2,0 m Querschnitt und 9 m Höhe, dessen Außenseite mit Filternetz umwickelt war, eingesetzt, der Raum zwischen ihm und Spundwand mit Kies gefüllt und die Spundwand gezogen. Auf den von dem Holzfilter gebildeten Sümpfen wurden mehrere Kreiselpumpen gleichzeitig angesetzt. Die Anordnung soll sich gut bewährt haben.

In der Nähe der Schächte I, wo der Boden äußerst feinkörnig, wasserreich und locker gelagert war (Schwimmsand), wurde das Grundwasser schrittweise von Meter zu Meter mit Hilfe eines vorweg hergestellten und allmählich vertieften, in der Tunnelachse verlaufenden und in Pumpensümpfen endenden Grabens abgesenkt und der Boden entsprechend ausgehoben. Der Graben hatte Seitenwände aus Stülpwänden und erhielt in der Sohle eine Kieslage. Diese Strecke wurde in den belebtesten Stadtteilen und zum Teil dicht neben den Grundmauern der hohen und schweren Gebäude ausgeführt. Die hierdurch bedingten Ausführungsschwierigkeiten wurden mit dem auch bei uns im Untergrundbahnbau bewährten Verfahren ohne Unglücksfälle überwunden.

Für die Herstellung der Hauptstrecken der Tunnel fanden sechs Vortriebschilde gleicher Bauweise Anwendung. Je zwei gingen von den Schächten I und IV aus aufeinander zu, die Schächte II und III durch-

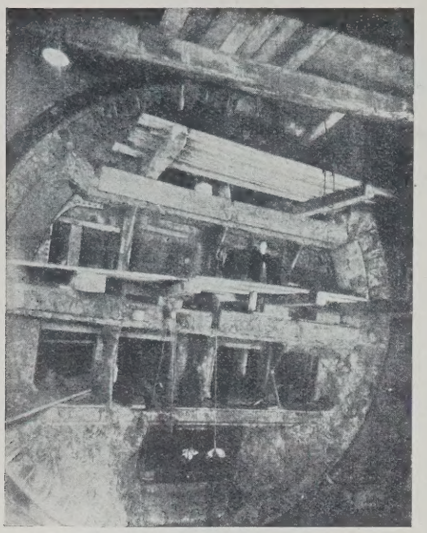


Abb. 4.

fahrend, und zwei weitere stellten die Strecke zwischen Schacht IV und dem Westportal her, ebenfalls von Schacht IV ausgehend. Die Ausbildung der Schilde und ihre maschinelle Ausrüstung unterschied sich nicht von der üblichen, wie sie z. B. beim Bau des Elbtunnels in Hamburg angewendet worden ist.[2]) Der Durchmesser betrug 9,20 m, die Länge einschließlich der um 76 cm vorgesetzten, vom First nach den Kämpfern zu verlaufenden Haube 5,75 m. Der Schwanz gestattete ein Übergreifen über die fertige Tunnelröhre um 2,44 m. Der Schild wurde von 30 Druckwasserpressen angetrieben, die einzeln und in Gruppen zu fünf bedient werden konnten, um den Schild zu steuern. Der Schildbauweise haften gewisse Schwierigkeiten an, die davon herrühren, daß der Wasserdruck vor Ort vom First des Schildes bis zu dessen Sohle zunimmt, während ihm im Schilde nur ein Luftdruck von auf ganzer Höhe gleichbleibender Größe entgegengesetzt werden kann. Trotz des großen Querschnitts des Hollandtunnels — er ist $1^1/_2$ mal so groß als der des Hamburger Elbtunnels und annähernd so groß wie der des Rotherhithetunnels in London, des größten Tunnels dieser Art in der Welt — konnten diese Schwierigkeiten überwunden werden. Auch hier bewährte sich zur Verhütung von Luftausbrüchen und Bodeneinbrüchen ein sorgfältig aus Holz und Ton ausgeführter Brustverbau und die Anpassung des Luftdrucks an den jeweiligen Wasserdruck der durch Brustverzug noch nicht geschützten Arbeitsstelle. Hindernisse wie Hölzer und Steine, die beim Vortrieb des Schildes ein Aufreißen des Bodens oberhalb des Schildes und dadurch einen Luftausbruch hätten verursachen können, wurden durch Vorschlitzen vor der Haube sorgfältig vorweg entfernt. Der Schlitz wurde mit Ton gefüllt. Beim Vordrücken legte sich oberhalb des Schildes eine Tonschicht fest, die ebenfalls Schutz gegen Ausbrüche gewährte. In besonders schwierigen Fällen, besonders in der Nähe der Schächte wurde der Boden vorher durch Zementmörtel gedichtet und gefestigt. Der Mörtel wurde durch Brunnen eingepreßt, die vom Gelände aus in den Boden getrieben waren. Auf der New Yorker Seite wurde die Flußsohle mit einer Tonschicht abgedeckt, unter deren Schutz die Arbeit trotz geringer Überdeckung ohne Zwischenfall vonstatten ging. Während im allgemeinen der Brustverbau beim Vortrieb des Schildes vor Ort fest liegen blieb, wozu vorher die Kanalsteifen durch Druckwasserpressen ersetzt wurden, wurde im Schwimmsand mit Erfolg so vorgegangen, daß der Brustverbau der unteren Hälfte des Schildes zusammen mit dem Schild vorgetrieben wurde. Der Schwimmsand wurde hierdurch fest zusammengedrückt, verfestigt und konnte über den Holzvorbau hinweg nach innen gezogen und abgefahren werden. Im Silt wurde der Schild bis auf einige kleine Öffnungen dicht gesetzt und vorgedrückt. Ein Teil des Siltes wurde dabei seitwärts verdrängt, der Rest gelangte durch die Öffnungen nach innen und wurde abgefahren. Hier war es nicht möglich, den Schild nur mittels der Pressen zu steuern. Man half sich durch Beschweren des Tunnelinnern mit Aushubboden und Versetzen der Abschlußwand im Schild, bis dessen Neigung zum Ausweichen aus der Achse verschwand. Der Druck, den der Schild auf den Silt ausübte, wurde noch in über 20 m Entfernung festgestellt und zwang dazu, als der Schild sich dem Schacht III näherte, dem Boden zur Entlastung den Eintritt in den Schacht teilweise zu gestatten. Wie sehr sich die Bodendrücke im Silt des Hudson übertragen, geht daraus hervor, daß die fertige Tunnelröhre noch eine Verdrückung von 5 cm zur Seite und über 10 cm nach oben erfuhr, als seitwärts Pfähle für eine neue Ladebrücke des Hafens gerammt wurden. Die Hebung ging nachträglich allmählich auf die Hälfte zurück. Abb. 4 zeigt einen Schild nach dem Eindringen in das Innere von Schacht III.

Im Gegensatze zu der in Deutschland bevorzugten Ausführung der Tunnelauskleidung mit genieteten Flußeisensegmenten ist der Tunnelmantel des Hollandtunnels, wie in England und Amerika üblich, unter Verwendung von Gußeisen hergestellt worden. Mit Rücksicht auf die durch den Tunneldurchmesser bedingten ungewöhnlich großen Kräfte (Boden- und Wasseraußendruck, Luftinnendruck, Schildpressendruck) wurden vor der Ausführung eingehende Untersuchungen über die Ausbildung der Gußkörper, Lage und Zahl der Bolzenverbindungen, Größe der Bolzenvorspannung u. dergl. angestellt. Die Eigenschaften des Bodens (Reibungswinkel, Kohäsion) wurden durch Versuch bestimmt, die Lage der Stützlinie mittels der Elastizitätstheorie berechnet, die Nebenspannungen an den Flanschen und Bolzen verfolgt. Die Schraubenbolzen sind mit vermindertem Querschnitt aus hochwertigem Stahl hergestellt, dessen Elastizitätsgrenze bei 5600 kg/cm² liegt, wodurch 450 000 Dollar gespart wurden. Die Bolzen erhielten mittels besonderer Schraubenschlüssel eine Vorspannung von 1750 kg/cm².

Das Segment enthielt eine verschraubbare Öffnung, durch die unmittelbar nach dem Zusammenfügen eines Ringes der Hohlraum, der außerhalb des Mantels beim Vortrieb des Schildes freigegeben war, mit Preßzementmörtel gefüllt wurde. Im Silt wurde von diesem Preßzementmörtelmantel abgesehen. Von innen wurden die Segmente mit Beton ausgekleidet. Dieser überdeckte die Eisenflanschen um wenigstens 5 cm.

Die wagerechten Decken im Innern der Tunnelrohre, die die Fahrröhre von den Kanälen der Be- und Entlüftung trennten, waren mit eisernen Zugbändern versehen, die die Steifigkeit des Tunnelquerschnitts erheblich vermehrten, indem sie die in den Segmenten wirkenden größten Biegungsmomente etwa auf die Hälfte verminderten.

Das Innere der Fahrröhre ist mit glasierten Kacheln ausgekleidet, die in Zementmörtel 1:2 mit 10% Leimzusatz versetzt sind. Die Kacheln reflektieren 70% der Lichtstärke und sind besonders sorgfältig ausgesucht. Die Fahrbahn besteht aus in Asphalt vergossenem Granitpflaster. Der Tunnel wird elektrisch beleuchtet, so daß die Kraftwagen ohne Eigenbeleuchtung fahren können.

Zwischen dem Zusammentritt der Ingenieurkommission für den Tunnelbau im Jahre 1919 und der Vollendung liegen acht Jahre. Von diesen wurde nur ein Jahr mit Vorarbeiten und Aufstellung des Bauentwurfs in Anspruch genommen.

Der Tunnel, der für einen Jahresverkehr von 15 Mill. Fahrzeugen bemessen ist, hatte bereits unmittelbar nach seiner Eröffnung einen Tagesverkehr von über 50 000 Fahrzeugen. Wenn der Verkehr wie bisher zunimmt, wird der Tunnel bald an der Grenze seiner Leistungsfähigkeit angelangt sein. Man rechnet daher schon mit dem Bau weiterer Fahrzeugtunnel im Süden New Yorks. Die zweite zurzeit im Bau befindliche Verkehrsverbindung zwischen den Hudsonufern, die 1000 m weit gespannte Hängebrücke bei Fort Washington[3]), liegt am Nordende der Stadt, viele Kilometer vom Hollandtunnel entfernt und kann die erforderliche unmittelbare Entlastung der Unterstadt von dem nach New Yersey bestimmten Verkehr nicht bringen.

Der Hollandtunnel trägt sich finanziell selbst durch Abgaben, die für die Durchfahrt erhoben werden. Die jährlichen Kosten werden ganz denjenigen aufgebürdet, die den Vorteil von dem Bauwerk haben. Es ist zu beachten, daß das zu verzinsende und zu tilgende Anlagekapital nicht weniger als 48 Mill. Dollar beträgt. Auch die Betriebskosten sind erheblich. Allein die elektrische Energie für die Belüftungsanlagen kostet 350 000 Dollar jährlich.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß der Tunnel nicht nach seiner Zweckbestimmung oder nach einem leitenden Beamten der beteiligten Staaten, sondern nach dem leitenden Ingenieur benannt worden ist. Damit ist der produktiven Leistung des Ingenieurs in diesem Falle die ihr gebührende Anerkennung zuteil geworden, die ihr sonst so oft vorenthalten wird.

Greiff.

[2]) Z. d. V. d. I. 1912, S. 1301.

[3]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, S. 709.

Vermischtes.

Technische Hochschule Aachen. Zum Ehrenbürger und zum Ehrensenator der Technischen Hochschule Aachen ist ernannt worden Prof. Dr.-Ing. ehr. Hugo Junkers in Dessau, wegen seiner hervorragenden Verdienste um das deutsche Flugwesen und in dankbarer Anerkennung seines tatkräftigen Eintretens für den flugtechnischen Unterricht an der Aachener Hochschule.

Direktor Krey †. Am 15. Juli verstarb in Berlin im Alter von 61 Jahren der langjährige Direktor der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Oberregierungs- und -Baurat Prof. Dr.-Ing. ehr. Hans Detlef Krey, o. Mitglied der Preuß. Akademie des Bauwesens. Auf der Schleuseninsel im Berliner Tiergarten, nahe der Technischen Hochschule, hat der Verstorbene während der letzten Jahre verdienstvolle Forschungsarbeiten über Formgebung von Binnenschiffen, Gestaltung von Kanälen u. a. m. geleistet. Prof. Krey wurde am 8. Oktober 1866 in Holstein geboren, studierte an den Technischen Hochschulen München und Berlin und begann seine praktische Laufbahn in Neukölln. Später arbeitete er an der Kanalisierung der Fulda und am Bau des Kanals Datteln—Hamm. Auch auf dem Gebiete des Brückenbaues sowie des Erd- und Straßenbaues hat der Verstorbene als Wissenschaftler einen guten Namen gehabt. Sein Hauptwerk war das bereits in 3. Auflage vorliegende Werk „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes in größerer Tiefe" (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn). Die „Bautechnik" zählte seit ihrem Bestehen den Verstorbenen unter ihre geschätzten Mitarbeiter, doch hat er auch in anderen Fachschriften viele beachtenswerte Aufsätze veröffentlicht. Wir behalten uns vor, aus berufener Feder demnächst eine eingehendere Würdigung der sachlichen Wirksamkeit des Verstorbenen zu bringen.

INHALT: Verwendung von nietlosen Spundwänden Bauart Larssen beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal). — Einige neuere Ausführungen größerer Eisenbetonbrücken (Schluß). — Der Hollandtunnel in New York. — Vermischtes: Technische Hochschule Aachen. — Direktor Krey †.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 3. August 1928 | Heft 33

Alle Rechte vorbehalten.

Bahnweg Deutschland—Schweden
mit besonderer Berücksichtigung des Umbaues der Fähranlagen bei Saßnitz.

Von Reichsbahnoberrat **Klammt**, Stettin.

Am 6. Juli 1909 wurde zwischen Deutschland und Schweden auf der Linie Saßnitz—Trälleborg die Fährverbindung eröffnet, die trotz Krieg und wirtschaftlicher Nöte ohne wesentliche Unterbrechungen nunmehr fast 19 Jahre mit Erfolg betrieben wird. Es hat sich im Laufe der Jahre gezeigt, daß die Fährverbindung ein nicht unbedeutendes Band zwischen Deutschland und den nordischen Ländern bildet. Ihre stetig zunehmende wirtschaftliche Bedeutung, das lebhafte Interesse, das auch Vergnügungsreisende an dem Fährbetrieb in steigendem Maße nehmen läßt, zeigt die folgende Verkehrsübersicht, in der die Kriegsjahre nicht berücksichtigt wurden. Auch die Zeit der Inflation gestattet nicht, einen Vergleich zu ziehen; immerhin sind die Verkehrszahlen im Zusammenhang interessant genug, um sie an dieser Stelle zu bringen. Vergleicht man die Jahre

Verkehr von Schweden.

	Personen	Eil- und Stückgut	Wagenladungen	Beladene Wagen	Leere Wagen
	Anzahl	t	t	Anzahl	Anzahl
1910	38 554	1 929	35 181	5 562	—
1912	51 996	2 863	52 596	8 603	2 875
1913	50 202	3 323	43 308	6 082	4 251
1919	22 846	516	25 225	2 873	3 327
1920	46 442	934	57 729	6 084	13 339
1921	75 096	855	37 543	4 118	10 279
1922	75 223	550	47 490	4 508	6 812
1923	53 286	445	71 256	8 629	4 024
1924	42 321	1 326	45 504	7 505	3 574
1925	46 849	1 090	50 664	6 287	2 870
1926	53 680	2 004	72 442	7 435	8 298
1927	60 345	2 482	89 745	9 028	4 389

Verkehr nach Schweden.

	Personen	Stückgut	Wagenladungen	Beladene Wagen	Leere Wagen
	Anzahl	t	t	Anzahl	Anzahl
1910	34 091	6 129	28 611	4 939	—
1912	46 764	9 641	46 059	7 983	3 603
1913	46 810	9 876	69 504	9 605	1 960
1919	24 005	5 279	38 320	5 911	211
1920	47 166	14 183	136 353	20 278	88
1921	67 227	12 885	92 458	13 834	466
1922	72 211	12 963	67 708	10 587	698
1923	54 716	11 828	67 115	10 789	3 259
1924	40 249	9 653	67 695	9 445	1 329
1925	47 375	9 705	68 739	9 351	520
1926	51 504	11 140	161 700	14 763	470
1927	58 171	14 042	104 732	12 008	859

1913 und 1927, so ergibt sich im gesamten Personenverkehr eine Steigerung von rd. 22 % und im Güterverkehr von rd. 68 %. Nach den Verkehrszahlen kann die Frage, ob eine Fährverbindung nach Schweden zweckmäßig und nutzbringend ist, wohl zweifelfrei bejaht werden, umsomehr, als auch die Wirtschaftlichkeit des Fährdienstes gewährleistet ist, da im Jahre 1926 die Selbstkosten rd. 82 % der Einnahmen betrugen. Trotzdem bleibt zu prüfen, ob die gegenwärtigen technischen Einrichtungen auch für die Zukunft allen Anforderungen, namentlich auch in bezug auf Wirtschaftlichkeit, genügen.

Als Ausgangspunkt wurde seinerzeit Saßnitz gewählt, wobei offenbar die Tatsache maßgebend gewesen ist, daß ein Seehafen mit Bahnanschluß und einer regelmäßig befahrenen Postdampferlinie nach Schweden bereits vorhanden war (Abb. 1). Außerdem dürfte die Bedeutung von Saßnitz als vielbesuchte Sommerfrische nicht ohne Einfluß gewesen sein. Saßnitz ist jedoch weder für den Eisenbahnbetrieb noch für den Fährdienst als besonders günstiger Ausgangspunkt anzusehen. Die Insel Rügen hat teilweise gebirgsähnlichen Charakter, namentlich ihr nordöstlicher Teil bei Saßnitz mit ihrer Steilküste und den Kreidefelsen, die der Insel mit Recht große Anziehungskraft verleihen, erhebt sich bis zu 161 m über den Spiegel der Ostsee. Demgemäß weist die Eisenbahn zwischen Bergen und ihrem Endpunkte Saßnitzhafen sehr erhebliche Steigungen und Krümmungen auf. So steigt die Bahn bis zu ihrem höchsten Punkte bei Lancken mit einer Steigung 1 : 80 auf nahezu 5 km Länge bis auf 70 m über den Meeresspiegel, um mit einem Gefälle 1 : 70 auf 1793 m Länge den Bahnhof Saßnitz zu erreichen. Zwischen Saßnitz und Saßnitzhafen muß der erhebliche Höhenunterschied von rd. 47 m sogar mit einer Steigung 1 : 37 bei einer Krümmung von nur 220 m auf 1399 m Länge überwunden werden. Es ist ersichtlich, daß diese Steigungs- und Krümmungsverhältnisse sowohl den Fahrplan der Züge wie auch die Wirtschaftlichkeit der Zugförderung überaus ungünstig beeinflussen müssen. Die Rügenbahn war auf der

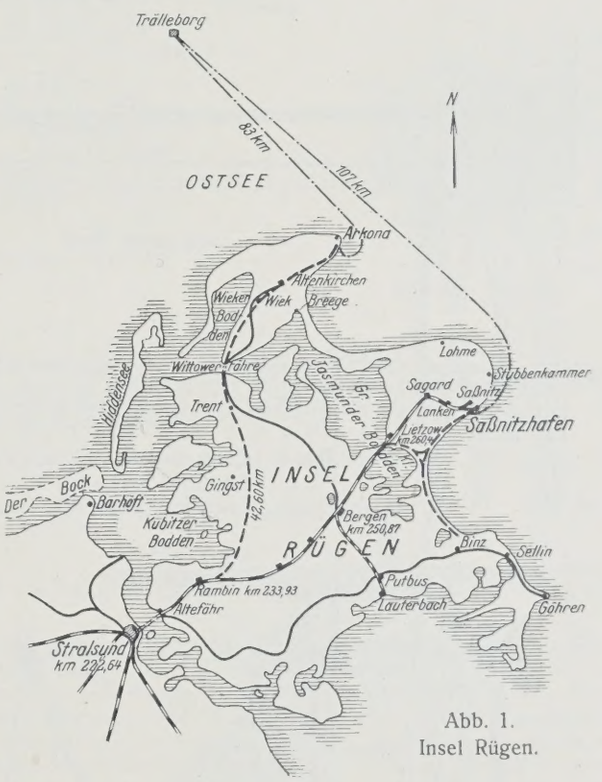


Abb. 1.
Insel Rügen.

Strecke Altefähr—Bergen bereits im Jahre 1883 und von Bergen bis Saßnitzhafen 1891 eröffnet worden, und zwar als Nebenbahn, deren Bedeutung für den internationalen Verkehr bei Erbauung der Bahn noch nicht erkannt war. Zwecks Herabsetzung der Kosten wurde bei Herstellung der Fährverbindung zunächst von einem Umbau der Rügenbahn Abstand genommen; lediglich der schwache Oberbau wurde ausgewechselt. Der zweigleisige Ausbau der Teilstrecke Altefähr—Bergen wurde zu Beginn des Krieges in Angriff genommen, jedoch bisher nur zum Teil vollendet. Auch die Verbesserung der Strecke von Bergen bis Saßnitzhafen ist bereits vor dem Kriege eingehend bearbeitet worden, jedoch wurde in dem schwierigen Gelände eine den wirtschaftlichen Erfordernissen genügende Lösung nicht gefunden. Eine Umgehung des Höhenrückens zwischen Bergen und Saßnitz läßt sich ermöglichen durch Herstellung einer neuen Bahn, die bei Lietzow am Jasmunder Bodden in der Richtung auf die Ostsee abzweigt und als landschaftlich überaus reizvolle Küstenbahn nach Saßnitzhafen führt. Durch Fortführung nach Binz würde der zurzeit schwer zugängliche Strand zwischen Saßnitz und Binz dem Verkehr erschlossen werden.

Wie bereits erwähnt, liegt Saßnitz auch für den Fährbetrieb ungünstig, denn Saßnitz kann von Trälleborg aus nicht unmittelbar angesteuert werden, vielmehr muß der bei Stubbenkammer vorspringende Teil von Rügen in weitem Bogen umfahren werden. Bei guter Sicht bietet das

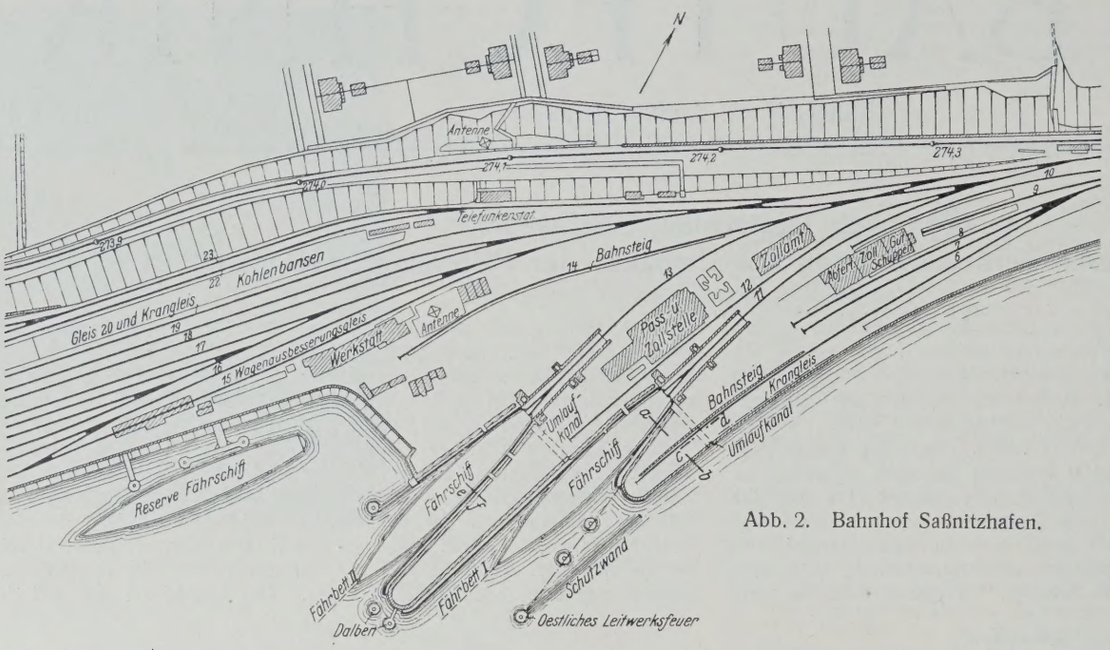


Abb. 2. Bahnhof Saßnitzhafen.

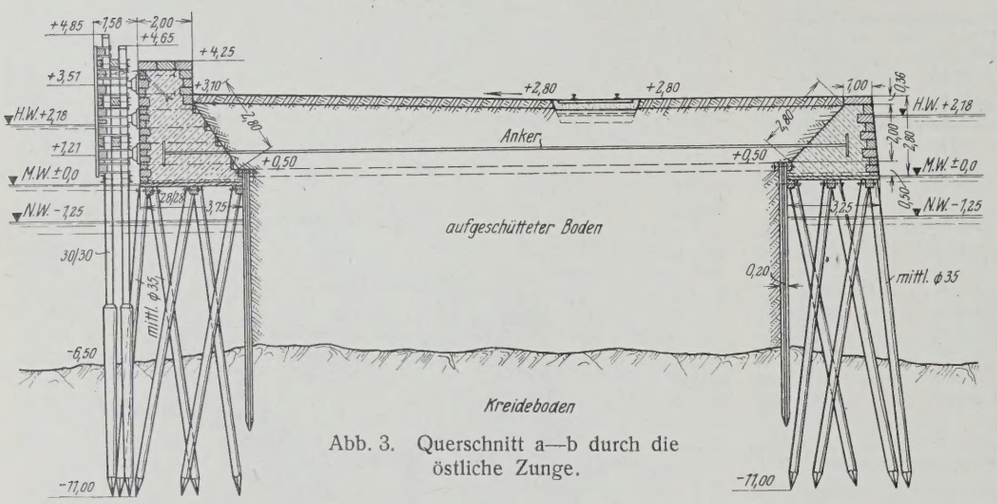


Abb. 3. Querschnitt a—b durch die östliche Zunge.

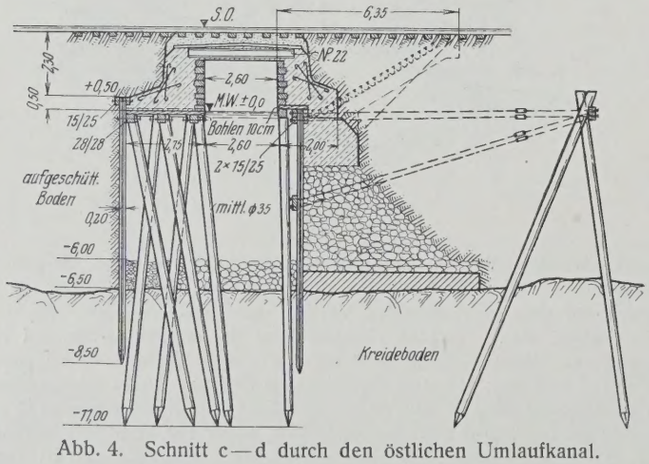


Abb. 4. Schnitt c—d durch den östlichen Umlaufkanal.

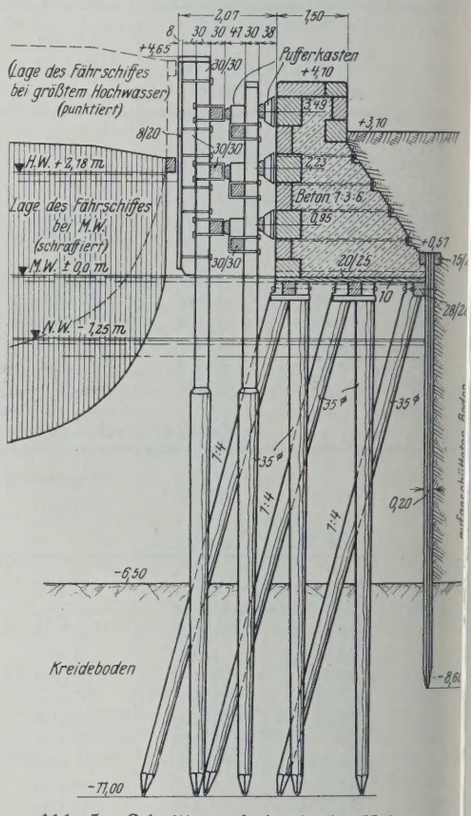


Abb. 5. Schnitt e—f durch die Kaimauer der westlichen Zunge.

keine Schwierigkeiten, bei Nebel ist es jedoch schwierig, die genaue Richtung einzuhalten, da die Ostsee zeitweise erhebliche Strömungen aufweist, die ein Abtreiben des Fährschiffes aus der Fahrlinie verursachen und dadurch ein Auflaufen bei Stubbenkammer begünstigen. Diesen Schwierigkeiten trug man vor dem Kriege durch Stationierung eines Feuerschiffes Rechnung. In Anbetracht der sehr bedeutenden Kosten wurde jedoch nach dem Kriege das Feuerschiff eingezogen und durch optische und akustische Signale sowie neuerdings durch Radiopeilung ersetzt. Erschwert wird die Schiffahrt durch die Forderung, daß bei jeder Witterung die Fahrzeit einzuhalten ist, da von der pünktlichen Fährverbindung zahlreiche Eisenbahnanschlüsse abhängen. Die vorstehenden Schwierigkeiten hätten sich leicht vermeiden lassen, wenn als Ausgangspunkt Arkona gewählt worden wäre. Arkona hat gegenüber Saßnitz den unverkennbaren Vorteil, daß es leicht angesteuert werden kann und der Hafen jederzeit eisfrei und windgeschützt ist. Allerdings hätte Arkona keinen Bahnanschluß, die Kleinbahn Bergen—Altenkirchen hätte vollständig umgebaut werden müssen. Nun beträgt aber die Entfernung Saßnitz—Trälleborg 107 km gegen nur 83 km der Entfernung zwischen Arkona und Trälleborg, während eine Bahnlinie von Stralsund nach Arkona nur etwa 3 km länger sein würde als die bestehende Bahnverbindung nach Saßnitz. An Fahrzeit würde somit etwa eine Stunde gewonnen werden. Aber auch die Wirtschaftlichkeit wäre eine wesentlich günstigere, denn die Kosten für den Transport auf der Fähre betragen rund das 2,5fache gegenüber den Kosten auf dem Landwege. Bei vereinigten Bahn- und Fährbetrieben wird im allgemeinen derjenigen Linie der Vorzug zu geben sein, bei der bei angenähert gleicher Gesamtlänge der Wasserweg möglichst kurz ist. Als daher vor einigen Jahren sich die Notwendigkeit ergab, die Fähranlagen in Saßnitz vollständig zu erneuern, mußte die Frage einer Verlegung des Ausgangshafens erwogen werden. Die erheblichen Kosten einer Verlegung, die ungünstigen finanziellen Verhältnisse, die Notwendigkeit einer baldigen Erneuerung der Fähranlagen zwangen, von einer Verlegung Abstand zu nehmen. Damit ist die Frage, ob Saßnitz Ausgangspunkt des Fährdienstes bleibt, für absehbare Zeit entschieden. Es verblieb lediglich die Aufgabe, die technischen Einrichtungen so auszubilden, daß die Kosten für deren Unterhaltung und den Betrieb ein Mindestmaß betragen.

Als im Jahre 1908 der Auftrag zur Einrichtung des Fährdienstes erteilt wurde, lagen nur wenig Erfahrungen für eine derartige Einrichtung vor. Mit Schweden war vereinbart worden, daß die Betriebseröffnung im Juli 1909 stattfinden solle, ein Termin, der auch innegehalten wurde. Wegen der außerordentlichen kurzen Bauzeit entschloß man sich, für die Fährbetten eine reine Holzkonstruktion zu wählen, die gleichzeitig infolge ihrer Elastizität den Vorzug hat, die heftigen Stöße der schweren Fährdampfer aufzufangen und im schlimmsten Falle zu zerbrechen, ohne daß die Fähren Schaden erleiden. Die Schiffe fahren nämlich auch bei widrigstem Wetter mit eigener Kraft rückwärts in die Fährbetten. Da bei

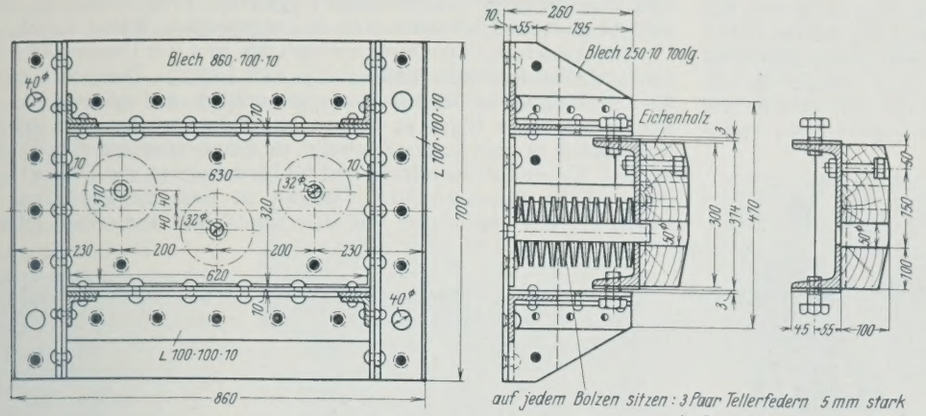


Abb. 6. Pufferkasten an der Kaimauer

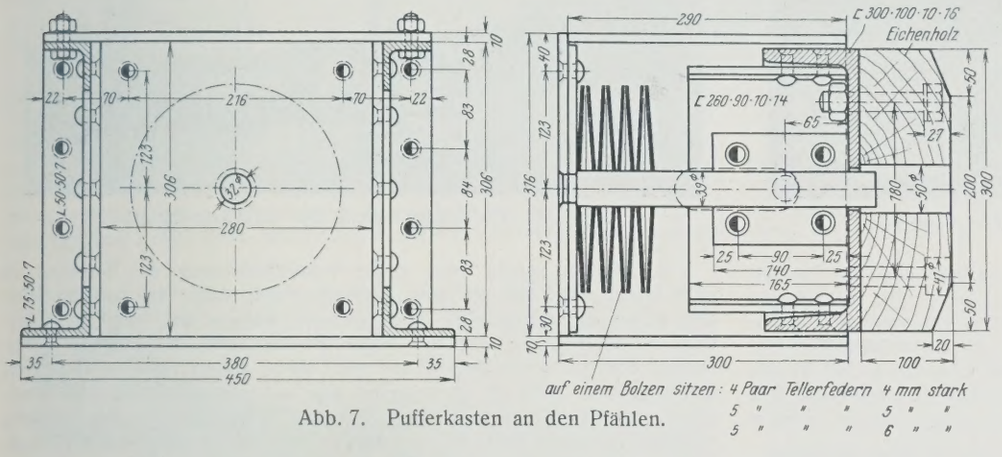
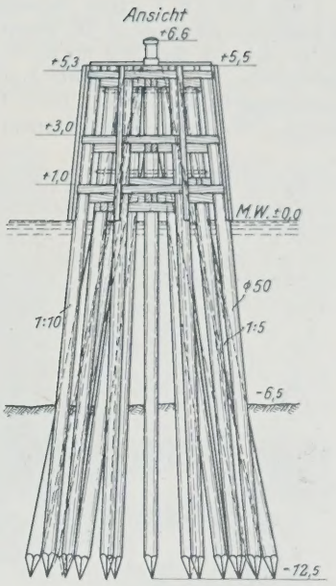


Abb. 7. Pufferkasten an den Pfählen.



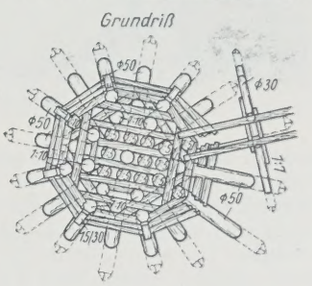


Abb. 9. Dalben.

der langsamen Rückwärtsfahrt die Steuerfähigkeit nur mangelhaft ist, sind bei stürmischem Wetter heftige Stöße gegen die Leitwände nicht zu vermeiden. Diesen Stößen leistete die alte Holzkonstruktion nicht genügend Widerstand, und in stets zunehmendem Maße fanden Zerstörungen einzelner Teile des Holzwerkes statt. Aber auch den Witterungseinflüssen war das Holzwerk nicht gewachsen. Im Bereich der Ostsee darf mit einer 15- bis 20jährigen Dauer von Holzkonstruktionen gerechnet werden, da etwa 0,5 m über MW, also an Stellen, an denen das Holz nicht mehr nahezu ständig von dem bewegten Wasser umspült wird, sich sehr bald Fäulniserscheinungen zeigen, die die Standfestigkeit von Holzkonstruktionen mehr und mehr herabsetzen. Untersuchungen an der abgebrochenen Holzkonstruktion bestätigten die vorstehende Tatsache und zeigten, daß die Bohrlöcher, die zur Aufnahme der eisernen Anker zur Herstellung der Querverbindung dienten, den Ausgangspunkt der Fäulnis bildeten.

Eine einfache Wiederherstellung der gesamten umfangreichen und daher sehr kostspieligen Holzkonstruktion kam deshalb nicht in Frage, da es nicht angängig ist, etwa alle 15 Jahre neben der ständigen kostspieligen Unterhaltung die ganze Anlage vollständig zu erneuern. Die Wände der Fährbetten nach Art von Kaimauern massiv zu gestalten, konnte ebensowenig in Erwägung gezogen werden, da zweifellos die großen Fährschiffe an den unelastischen Wänden Schaden erleiden mußten. Demgemäß wurde eine halbmassive Bauweise gewählt, indem die bisher aus Holz bestehenden Zungen zwischen den Fährbetten (Abb. 2) einen massiven Kern erhielten, der von elastischen Gleitwänden umgeben ist.

Wie aus dem Querschnitt Abb. 3 ersichtlich, bestehen die Zungen aus Erdschüttungen, die in üblicher Weise von auf Pfählen fundierten Kaimauern eingefaßt sind. Die Kaimauern und Spundwände sind miteinander stark verankert, da auf der Wasserseite der Spundwand von der Herstellung einer Bodenschüttung Abstand genommen wurde. Denn einerseits sollte der Wasserquerschnitt in den Fährbetten ein möglichst großer sein, um bei dem ziemlich schnellen Einfahren der Fährschiffe den Abfluß des Wassers zu erleichtern, anderseits wird erfahrungsgemäß durch die beiden Schiffschrauben das Wasser so stark aufgewühlt, daß nur Steinpackungen oder ähnliche Anlagen auf die Dauer ausreichenden Widerstand leisten können. Um die bei der Ein- und Ausfahrt entstehende sehr starke Gegenströmung in dem engen Fährbett zu mäßigen, wurden außerdem an den Enden der Zungen Kanäle angeordnet, die auch die Verdrängung von Treibeis erleichtern sollen (Abb. 4).

Besonderes Gewicht wurde auf die Aufgabe gelegt, die bei der Einfahrt zuweilen sehr heftigen Stöße so aufzufangen, daß weder an den Fährbetten, noch am Schiff Beschädigungen auftreten, auch die heftigsten

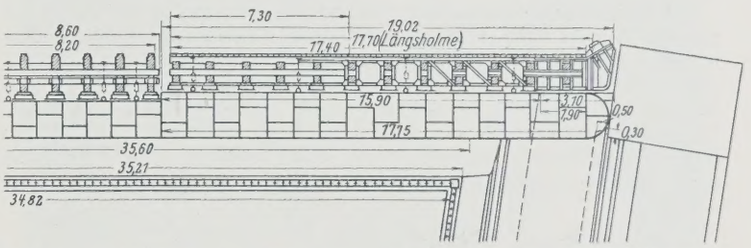


Abb. 8. Endabschluß. 2 Reihen von Puffern zwischen eisernen Trägern.

Stöße bei normaler Einfahrt aufgefangen und ohne Schaden auf die Kaimauer übertragen werden. Hierzu sind elastische Wände hergestellt, die die Kaimauern, soweit sie von den Fährschiffen berührt werden können, umgeben.

Die Pufferwand (Abb. 5) besteht aus zwei Reihen von Pfählen, die durch kräftige Puffer untereinander und mit der Kaimauer verbunden sind. Da die alte Holzkonstruktion an allen zur Verbindung der Hölzer dienenden Bohrlöchern besonders starke Fäulniserscheinungen zeigte, sind bei den neuen Pufferwänden die Hölzer durch Anker verbunden, die sich ringförmig um die Hölzer legen. Hierdurch ist auch die Auswechslung einzelner Teile der Konstruktion sehr erleichtert. Die Übertragung der Schiffstöße auf die feste Kaimauer geschieht durch drei übereinander angeordnete Reihen von Puffern, um bei jedem Wasserstande die Stöße möglichst senkrecht auf die Puffer übertragen zu können. Jede Pufferreihe besteht aus zwei hintereinander angeordneten Puffern, von denen die stärkeren Puffer an der Kaimauer unmittelbar, die schwächeren Puffer an der Pfahlreihe davor befestigt sind. Die zweite äußere Pfahlreihe bildet die eigentliche Gleitwand und hat eine kräftige Verstärkung über Mittelwasser erhalten. Diese Bohlwand ist durch die starke Reibung in besonders hohem Maße der Abnutzung ausgesetzt, und ihre Auswechslung muß daher ohne Schwierigkeiten und besonders ohne Rammarbeiten leicht möglich sein. Da die Streichwände durch die starke Reibung der seitlichen Verschiebung ausgesetzt sind, wurden sie durch kräftige Anker mit der Kaimauer verbunden. Dem natürlichen Verderben durch Fäulnis ist somit nur noch die doppelte Pfahlreihe mit der zugehörigen Zwischenkonstruktion ausgesetzt. Um die Zerstörung durch Fäulnis aufzuhalten, wurden sämtliche Hölzer in üblicher Weise durchtränkt. Da das Seewasser in der Wasserlinie die Hölzer ständig umspült, ist allerdings mit einem allmählichen Auslaugen des Öles zu rechnen, so daß allzu hohe Hoffnungen auf die Tränkung nicht gesetzt werden dürfen.

Wie Abb. 6 u. 7 zeigen, bestehen die Puffer aus eisernen Kasten mit beweglichem Abschluß an der Stirnseite. Die Federung besteht aus Tellerfedern, d. h. aus einzelnen mit der Wölbung zusammenliegenden gewölbten Stahlplatten, die, in der Mitte durchlocht, durch einen kräftigen Bolzen zusammengehalten werden. Diese Federringe sind verzinnt, während die Kasten einen guten Anstrich erhalten haben. Die wasserseitigen Puffer

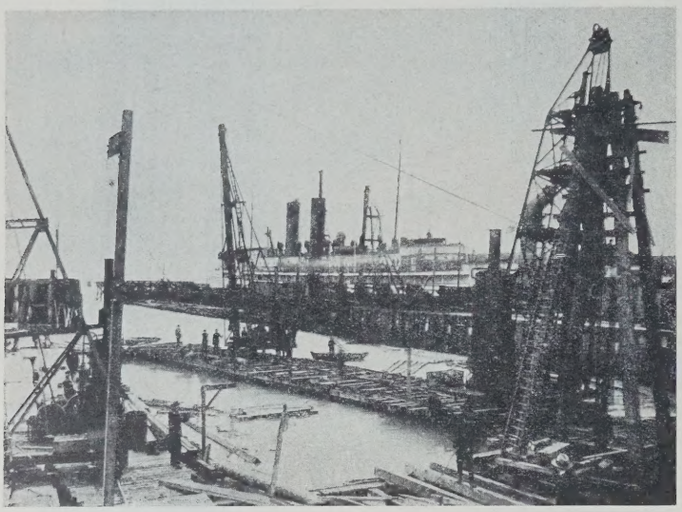


Abb. 10. Pfahlrost für die östliche Zunge.

bestehen aus einer einfachen Federung, da sie bestimmt sind, die leichten Stöße bei normalen Einfahrten aufzufangen, während die landseitigen Pufferkasten je drei Federungen enthalten zwecks Übertragung der zuweilen sehr heftigen Stöße auf die Kaimauer. Um einem Verrosten vorzubeugen, haben die Pufferkasten Löcher erhalten, durch die Öl in das Innere gespritzt werden kann, auch sind die Kasten so angebracht, daß sie zwecks Unterhaltung und Reinigung leicht ausgewechselt werden können.

Wichtig ist der Endabschluß der Leitwerke, da diese, sich allmählich verengend, unter Anpassung an die Schiffsform die Bewegung des Schiffes beenden müssen. Da das angrenzende aufgeschüttete Gelände nur wenig widerstandsfähig ist, die Brückenportale künstlich fundiert sind, so wurde bei der ersten Ausführung auf Herstellung einer Endpufferung an dem Brückenportal verzichtet, um dieses vor den unvermeidlichen heftigen Stößen zu schützen. Die Endpufferung wurde daher ohne Verbindung mit dem Landwiderlager an das Ende der Leitwerke verlegt und mit diesen

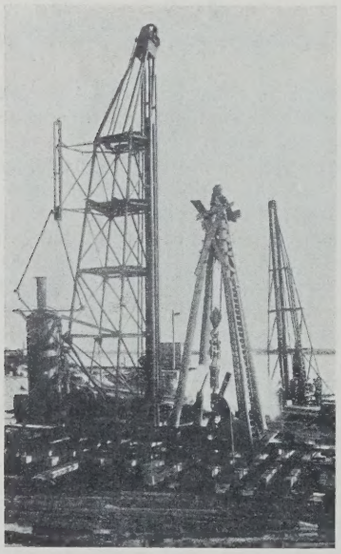


Abb. 12. Ziehen alter Pfähle mit Hilfe von Dampframmen.

durch eine Reihe von Längsträgern kräftig verankert (Abb. 8). Diese Endpufferung hat sich durchaus bewährt und konnte mit geringfügigen Abänderungen übernommen werden. Die Erfahrung hat gelehrt, daß die dem Hafeneingang zugekehrten Spitzen der Leitwerke in besonders hohem Maße der Zerstörung durch Schiffstöße ausgesetzt waren. Um die Fähranlagen besser zu schützen, wurden daher kräftig konstruierte Dalben nach Abb. 9 am Eingange der Fährbetten hergestellt. Diese haben sich bereits sehr bewährt und manchen Stoß bei stürmischem Wetter aufgefangen.

Der Wasserstand der Ostsee wechselt bis zu 1,0 m Unterschied. Auch die Tauchtiefe der Schiffe ändert sich je nach Ladung. Demgemäß mußten die Landebrücken in der Höhenlage veränderlich und gelenkig, um den Schiffsbewegungen folgen zu können, angeordnet werden. Die gewählte Konstruktion hat sich durchaus bewährt, sie konnte unverändert beibehalten werden. Eingehend beschrieben sind die Landebrücken von Proetel in der Zeitschrift für Bauwesen 1913. Daselbst ist auch die Herstellung des Hafens mit den Fähranlagen und den zugehörigen Bauwerken erläutert.

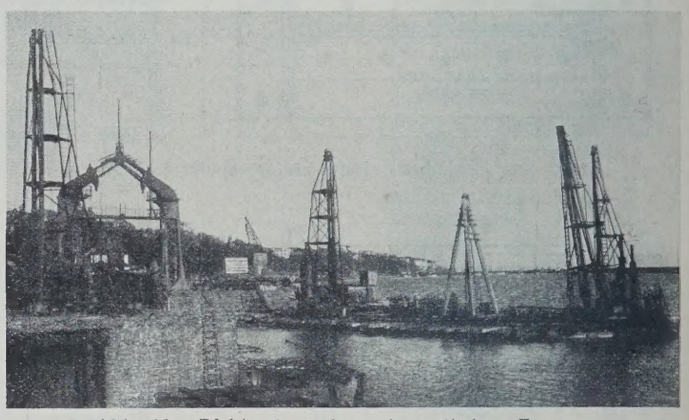


Abb. 11. Pfahlrostgründung der östlichen Zunge.

Der Umbau mußte unter voller Aufrechterhaltung des Betriebes in zwei Teilen ausgeführt werden. Zunächst wurde daher das östliche Fährbett vollständig abgebrochen und erneuert, alsdann das westliche Fährbett. Namentlich während des ersten Bauabschnitts bestand die große Gefahr, daß die durch Fäulnis nur noch wenig widerstandsfähigen, durch den teilweisen Abbruch noch weiter geschwächten Leitwerke des westlichen Fährbettes nicht mehr genügenden Widerstand leisten würden, wodurch der Fährbetrieb leicht zeitweise hätte lahmgelegt werden können. Durch vorsichtiges Einfahren und begünstigt vom Glück ist jeder ernstere Unfall jedoch vermieden worden, und der Fährbetrieb hat während des ganzen Umbaues nicht die geringste Unterbrechung erfahren.

Um den Bau zu fördern, wurde jeder Bauabschnitt in zwei Losen vergeben, und zwar teilten sich in der Ausführung des ersten Bauabschnitts auf Grund öffentlicher Ausschreibungen die Firmen Becker & Fiebig, Bauunion, Berlin und Ph. Holzmann, Frankfurt a. M. Da beide Firmen in gutem gegenseitigen Einvernehmen zur vollen Zufriedenheit der Verwaltung in gleicher Weise das Werk förderten, wurde auch der zweite Bauabschnitt freihändig an diese beiden Firmen vergeben. Begonnen wurde mit dem Umbau im Herbst 1924 und im Herbst 1926 konnte der Betrieb mit beiden Fährbetten wieder aufgenommen werden. Die Kosten für die Erneuerung betragen 1 650 000 R.-M.

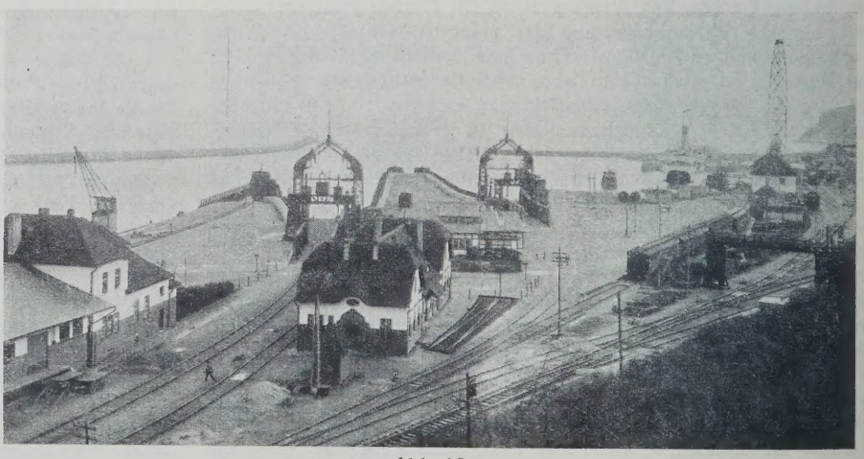


Abb. 13.
Blick auf den Fährhafen.

Die Bauausführung fand in üblicher Weise statt. Schwierig gestaltete sich zum Teil die Beseitigung der alten Rammpfähle, die außerordentlich fest in dem Kreideboden saßen. Der zur Aufnahme der Kaimauer dienende Schwellenrost mußte bei NW hergestellt werden, um die Herstellung kostspieliger Fangdämme zu vermeiden. Bei Hochwasser mußten die Arbeiten am Rost zeitweise unterbrochen werden. Da aber stets genügend

anderweitige Arbeiten auszuführen waren, ergaben sich hieraus keinerlei Schwierigkeiten. Zur Erläuterung mögen einige photographische Aufnahmen von der Bauausführung wie auch von der fertigen Anlage dienen (Abb. 10 bis 16).

Die Beobachtung während zweier stürmischer Winter gestattet, über die Bewährung der Neuanlage einigermaßen zutreffend zu urteilen. Die Unterhaltungskosten, die besonders hoch während der letzten Jahre vor dem Umbau waren, also während der Inflation, lassen sich zahlenmäßig nicht einwandfrei erfassen. Sie betrugen nach Schätzungen rd. 9000 M. in einem Jahre. Die Erneuerung der alten Holzkonstruktion würde, auf ein Jahr umgerechnet, 65 000 R.-M. erfordern, Unterhaltung und Erneuerung betragen somit, umgerechnet auf ein Jahr, rd. 74 000 R.-M.

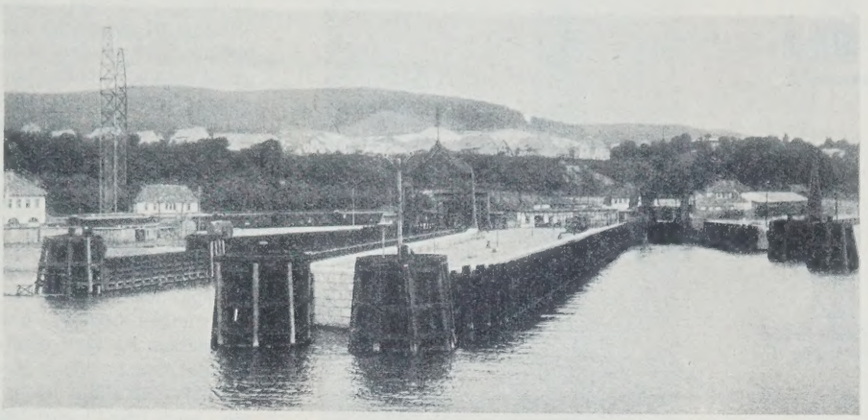


Abb. 14. Fährhafen.

Die Neuanlage erfordert in ihrem massiven Kern keine Erneuerung, nur die elastischen Gleitwände und die Dalben sind der Verwitterung und Abnutzung ausgesetzt. Wird für den massiven Kern eine hundertjährige Dauer, für die Gleitwände eine zwanzigjährige Dauer angenommen, so ergeben sich an jährlichen Unterhaltungskosten 6000 R.-M. und Erneuerungskosten 32 000 R.-M., zusammen 38 000 R.-M. oder 23 600 Friedensmark. Erspart werden somit durch den Umbau jährlich 50 000 Friedens- oder rd. 83 000 Reichsmark.

Durch den Umbau der Fähranlagen ist die Frage einer Verlegung des Fährdienstes für absehbare Zeit entschieden, insbesondere wird eine Verlegung des Fährhafens nach einem Punkte des Festlandes nicht mehr in Frage kommen. Der Hinweis liegt ja nahe, daß die zwischen Stralsund und Rügen bestehende Fährverbindung den Verkehr erheblich belastet und verzögert. Diese Verbindung dient aber nur zu einem verhältnismäßig geringen Teil dem Verkehr nach Skandinavien. Im Personenverkehr verschwindet der internationale Verkehr gegenüber dem namentlich im Sommer sehr starken Inlandverkehr. Zahlenmäßig läßt sich der Anteil des Auslandverkehrs leider nicht erfassen. Dagegen werden für den Güterverkehr Aufschreibungen geführt. Zwischen Stralsund und Rügen wurden im Jahre 1926 rd. 256 000 Achsen befördert, von denen nach Schweden rd. 20 000 übergingen, und im Jahre 1927 gingen von 265 000 Achsen rd. 82 000 Achsen nach Schweden.

Selbst wenn also als Ausgangspunkt der Hochseefähre ein Punkt des Festlandes gewählt würde, so könnte der unrentable Fährbetrieb zwischen Stralsund und Rügen keine wesentliche Einschränkung erfahren. Es muß also erwogen werden, diesen Verkehr zu verbilligen und zu beschleunigen. Die Möglichkeit hierzu ist gegeben durch die Herstellung eines Dammes, der nicht nur dem Bahn-, sondern auch dem Straßenverkehr zu dienen hat.[1]) Mit der Ausarbeitung eines Entwurfs für die Herstellung einer festen Verbindung nach Rügen ist bereits begonnen. Bei der großen Bedeutung, die eine derartige Verbindung zweifellos für weiteste Kreise hat, ist zu hoffen, daß in gemeinsamer Arbeit dieses Vorhaben gefördert und bald in die Tat umgesetzt wird.

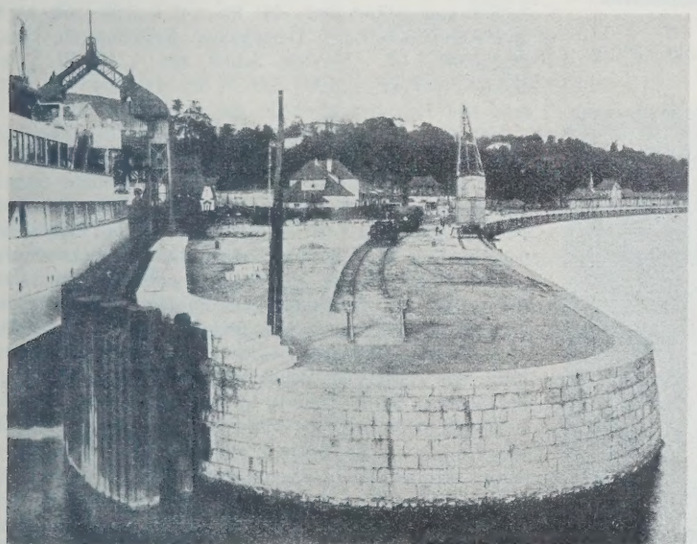


Abb. 15. Ostzunge.

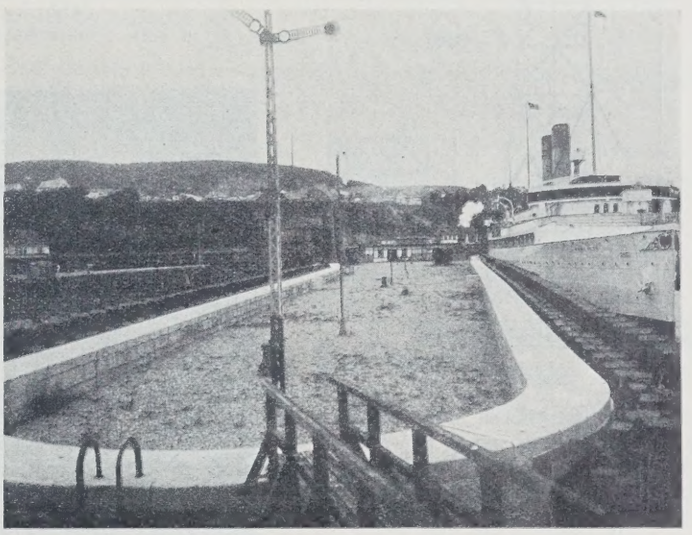


Abb. 16. Mittelzunge.

[1]) Über einen Plan zur Herstellung eines Tunnels zwischen Stralsund und Altefähr s. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 12. Die Schriftleitung.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Funktürme der Flughafen-Funkstelle in Köln-Niehl.

Von Oberingenieur **L. Seidemann**, Dortmund.

Die drahtlose Übertragung von Mitteilungen, die durch das Rundfunkwesen günstig beeinflußt und gefördert worden ist, hat die obersten Verwaltungsbehörden des Reiches und der Länder veranlaßt, eigene Funkstationen für ihre Sonderzwecke (Luftverkehrswesen, Polizei usw.) zu errichten. Infolgedessen sind in allen bedeutenden Großstädten Deutschlands Funkstationen entstanden, und als deren weithin sichtbare Merkmale ragen die Funktürme, die Träger der Antennen, hoch in die Lüfte. So ist auch in Verbindung mit dem Flughafen in Köln-Niehl eine Funkstelle für den Flugsicherungsdienst (Start- und Landemeldungen, Verkehr zwischen Flughafen und Flugzeug, Sendung und Empfang von Wettermeldungen) eingerichtet worden.

Während für die sehr hohen Türme der Rundfunksender meist durch Halteseile (Pardunen) abgefangene sehr schmale Gittermaste zur Anwendung gelangen, sind für die Stationen von geringerer Reichweite nur bis 60 m hohe Türme erforderlich, die zweckmäßig als freistehende Türme ausgebildet werden können. Solche freistehenden Türme sind schon vielfach für die Abspanntürme der elektrischen Überlandleitungen bei der Überspannung breiter Ströme und weiter Täler ausgeführt worden und haben sich in jeder Hinsicht einwandfrei bewährt. So sind auch die im Abstande von 120 m stehenden rd. 60 m hohen Türme der Flughafenfunkstelle in Köln-Niehl freistehend zur Ausführung gekommen.

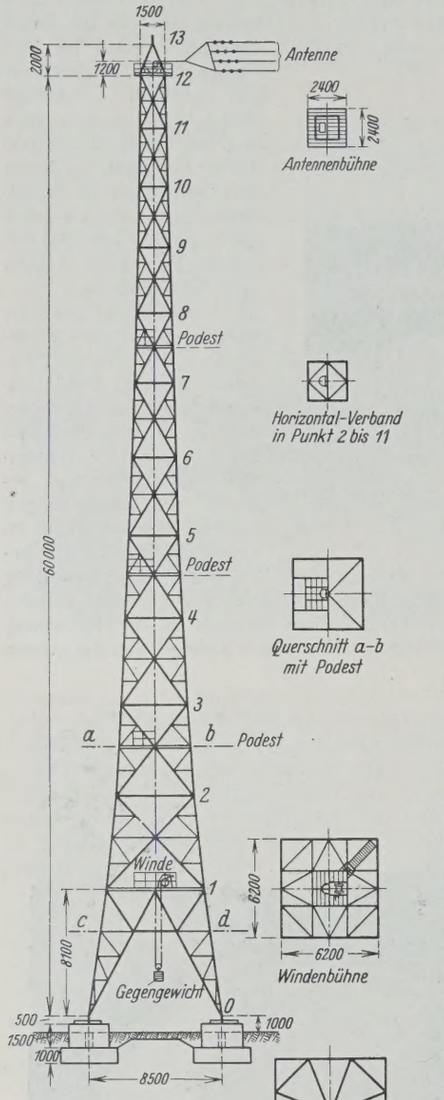


Abb. 1. System.

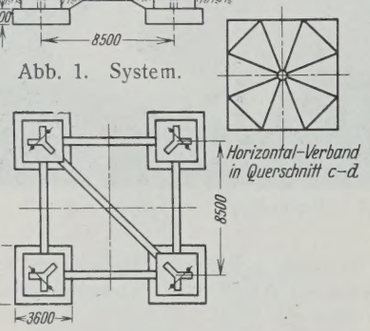


Abb. 2.
Fundament.

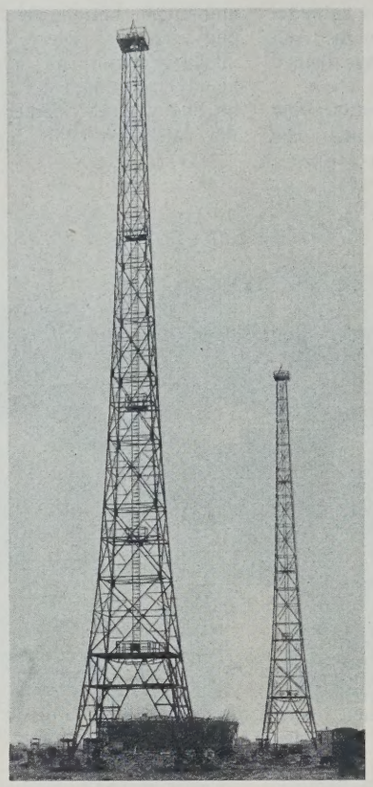


Abb. 3.
60 m hohe Funktürme in Köln-Niehl.

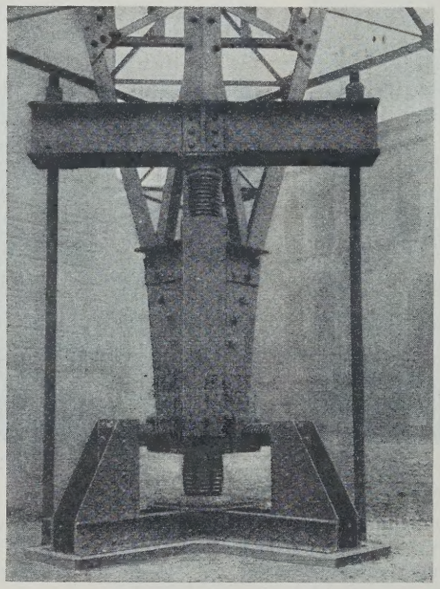


Abb. 4. Verankerung
und Isolierung eines Turmfußes.

Für die statische Berechnung der Türme waren die Bestimmungen über die bei Hochbauten anzunehmenden Belastungen und über die zulässigen Beanspruchungen der Baustoffe vom 24. 12. 1919 und 25. 11. 1925 zu berücksichtigen. Insbesondere waren für den Winddruck auf der Luvseite 200 kg/m² und auf der Leeseite 100 kg/m² sowie ein Antennen-Größtzug von 1000 kg vorgeschrieben. Die zulässige Druckbeanspruchung der Porzellan-Isolatorenkörper durfte 450 kg/cm² erreichen, was etwa einer zehnfachen Sicherheit entspricht. Als Baustoff kam für das Eisengerüst Flußstahl St 37 zur Ausführung.

Damit der Zug in der über 120 m langen Antenne eine bestimmte nicht von den Temperaturunterschieden und der Rauhreifbelastung im Winter beeinflußte Größe überschreiten kann, ist in das Aufzugseil des einen Turmes ein Gegengewicht eingehängt. Dieses Gegengewicht, aus einzelnen gußeisernen Platten bestehend, ist gleich dem doppelten zulässigen Antennenzug und wird durch das Antennenaufzugseil entsprechend den Längenänderungen oder Belastungen der Antenne gehoben und gesenkt. Das Aufzugseil steht in jedem Turme mit einer Winde in Verbindung, durch die es auf- und abgewickelt werden kann, um die Antennen zwecks Entfernung von Rauhreif oder aus sonstiger Veranlassung auf den Erdboden herabzulassen und wieder hochzuziehen.

Die freistehenden Türme sind statisch als einseitig eingespannte senkrechte Freiträger anzusehen, die in Rücksicht auf ihre Zusammensetzung aus vier Seitenwänden als räumliche Fachwerke auszubilden sind. Dies bedingt, daß an den Stellen, wo die Eckpfosten in ihrem geradlinigen Verlauf einen Knick erhalten, kräftige wagerechte Versteifungen zwischen den vier Eckpfosten angeordnet werden, die die gegenseitige Lage dieser Punkte zueinander unverschieblich festlegen. Die Belastung der Abspanntürme setzt sich zusammen aus dem senkrechten Eigengewichte des Eisengerüstes, der Antennenlast und der wagerechten Belastung durch den Antennenzug an der Turmspitze und durch den wagerechten Winddruck auf das Eisengerüst selbst. Die Hauptbelastung der Turmglieder wird also durch die Größe der wagerechten Belastungen bedingt, und die äußere Form des Raumfachwerkes ist auch dementsprechend zu gestalten. Wie aus der Systemskizze (Abb. 1) ersichtlich, ist der Verlauf der Eckpfostenlinie leicht gekrümmt, wodurch die Türme, wie auch die Lichtbildaufnahme (Abb. 3) zeigt, eine schlanke und sehr gefällige Form erhalten. Die Verbindungslinie zwischen den einzelnen Kurvenpunkten ist geradlinig; die Breite des Turmes an den einzelnen Knickstellen ist so gewählt, daß die Eckpfosten sich aus zwölf aneinandergereihten Winkeleisen allmählich zunehmender Schenkelbreite und -dicke zusammensetzen. So sind in dem obersten Schuß für die Eckpfosten L 60 · 60 · 6 zur Ausführung gekommen, die bis auf L 150 · 150 · 14 im untersten anwachsen. Desgleichen bestehen die Hauptdiagonalen im obersten Schuß aus L 50 · 50 · 5 und nehmen bis auf L 120 · 120 · 11 im untersten zu, während die Hauptwagerechten aus L 60 · 60 · 6 oben bis L 100 · 100 · 10 unten bestehen. Für die Diagonalen und Wagerechten zweiter Ordnung sind durchweg L 45 · 45 · 5 ausreichend. Während die obersten elf Schüsse einfache Fachwerke sind, ist der unterste 8 m hohe Schuß als Portal ausgebildet. Auf diesen Stielrahmen, die als einfach statisch unbestimmte Fachwerke berechnet wurden, ist die Windenbühne angeordnet, während eine zweite Bühne an der Turmspitze die Bedienung der Antenne ermöglicht. Zu der Windenbühne führt vom Gelände eine Treppe, während von dort aus eine Leiterfahrt in Mitte des Turmes bis zur Antennenbühne zum Besteigen des Turmes dient. Drei je in Stockwerkmitte eingebaute Zwischenpodeste ermöglichen ein Ausruhen beim Besteigen. Sämtliche Bühnen und Podeste sind mit 4 cm dickem Kiefernholzbelag versehen.

Die Fundamente (Abb. 2) bestehen aus Beton und sind bis etwa 2 m unter Gelände geführt. Um ihre Lage gegeneinander genau festzuhalten und einseitige Verschiebungen der einzelnen Fundamentkörper zu verhindern, sind ringsherum eisenbewehrte Betonriegel von 30 cm Breite und 50 cm Höhe zwischen die vier Betonklötze eingebaut, ferner ein solcher in der Diagonale. Da diese Eisenbetonriegel sowohl Zug- wie auch Druckkräfte übertragen können, ist für die unwandelbare Lage der Fundamentkörper in Rücksicht auf die vier statisch unbestimmten Rahmen des untersten Stockwerkes weitgehende Vorsorge getroffen. Die Turmfüße ruhen auf dreiarmigen Auflagerkonstruktionen aus U-Eisen, die mit dem Fundament fest verankert sind und mittels angenieteter Konsolen die an den Eckpfosten wirkenden wagerechten Auflagerkräfte aufnehmen.

Die an den Turmfüßen auftretenden senkrechten Zugkräfte werden an jedem Fuß durch zwei Rundeisenanker von je rd. 5 cm Durchm., die mittels eines Querträgers aus zwei U-Eisen auf ein am Turmfuß angebrachtes Konsol einwirken, in die Fundamentkörper übergeführt. Die Fundamentmassen sind so bemessen, daß ohne Berücksichtigung der Erdauflast eine rd. 2,3-fache Sicherheit gegen Umkippen des Turmes gewährleistet ist.

Der sehr wichtigen Förderung, das eiserne Turmgerüst gegen den Erdboden zu isolieren, ist durch Zwischenschalten von Porzellan-Isolatoren zwischen die Turmfüße einerseits und die Verankerungen und das Fundament anderseits entsprochen worden. Auf dem Lichtbilde eines Turmfußes (Abb. 4) ist die Anordnung dieser Isolatoren zu ersehen. Die hoch aus dem Fundament hervorstehenden Rundeisenanker wirken durch den Querträger auf einen Porzellankörper, der auf einem am Turmfuß befindlichen

Konsol aufgelagert ist. Der Turmfuß selbst stützt sich auf einen zweiten Porzellankörper in Mitte der dreiarmigen Auflagerkonstruktion. Diese beiden Porzellankörper ruhen beiderseits in Stahlgußauflagerplatten, von denen die oberen zweiteilig als Kugelflächenlager gestaltet sind. Die Übertragung der wagerechten Kräfte auf den Auflagerstern geschieht durch drei wagerecht angeordnete Porzellan-Isolatoren, die sich einerseits gegen die senkrechten Konsolen des Fundamentauflagers, anderseits gegen an die Fußplatte der Eckpfosten angenietete Stützwinkel anlegen. Auch diese Isolatoren sind beiderseits in Stahlgußplatten gelagert.

Während die freistehenden Türme für ihre Fundierung nur eine Geländefläche in Anspruch nehmen, die nicht viel größer ist als der Grundriß des Eisengerüstes (Abb. 2), und infolgedessen die Errichtung anderer Anlagen in ihrer Nähe wenig einschränken, ist der Raumbedarf für die abgespannten Türme infolge der weit von Turmmitte abliegenden Verankerungen der Halteseile beträchtlich größer, und insbesondere sind die schräg aus dem Erdboden ansteigenden Pardunen sehr störend bei der Ausnutzung des Geländes für irgendwelche Zwecke und für den Verkehr. Vergleichsweise sind in Abb. 5 die Fundierungen beider Turm-

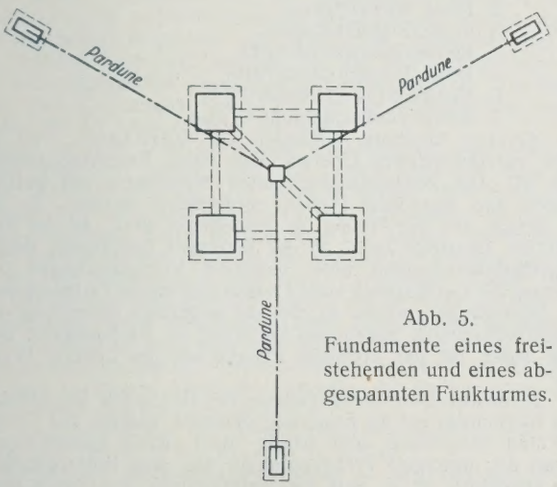


Abb. 5.
Fundamente eines freistehenden und eines abgespannten Funkturmes.

arten im Grundriß gegenübergestellt; die konzentrierte Lage der Fundamentkörper des freistehenden Turmes und die in großem Abstande um den Turm herum zerstreut liegenden Einzelfundamente der Pardunen des abgespannten Turmes treten darauf deutlich in die Erscheinung. Dieser geringe Raumbedarf dürfte in Fällen, wo die Frage, ob abgespannte oder freistehende Türme vorzuziehen seien, zur Entscheidung steht, stets zugunsten der freistehenden Türme ausschlaggebend sein.

Für die Flughafenfunkstelle in Köln-Niehl war ursprünglich nur eine Antennen-Anlage von rd. 120 m Länge und etwa 60 m Höhe über dem Erdboden vorgesehen; während des Baues wurde aber eine Erweiterung dieser Anlage erforderlich. Es sollten noch zwei weitere Antennen in etwa 45 m Höhe über Gelände verlegt und hierbei die beiden 60-m-Türme als Antennenträger mitbenutzt werden. Die Anlage kam dann derart zur Ausführung, daß ein dritter freistehender Abspannungsturm von rd. 45 m Höhe in 34 m senkrechtem Abstande von der Verbindungslinie der beiden 60-m-Türme mitten zwischen ihnen zur Aufstellung gelangte (Abb. 6). Da der Konstruktion der 60-m-Türme ein Antennenhöchstzug von 1000 kg zugrunde lag, ließ sich durch Verminderung dieses Antennenzuges auf 600 kg und Festlegung des Zuges der neu aufzunehmenden Antennen

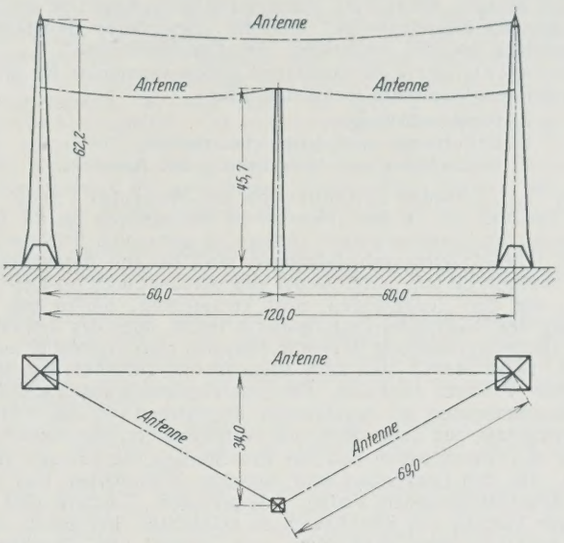


Abb. 6. Antennenanlage der Flughafen-Funkstelle in Köln-Niehl.

auf 300 kg eine Überlastung der beiden bestehenden Türme vermeiden. Dem in der Berechnung aus dem Antennenzug ermittelten Moment an der Turmgrundfläche von:

$$M_{\mathrm{I}} = 1000 \cdot 60 = 60\,000 \text{ mkg}$$

stand nunmehr für den am ungünstigsten gelegenen Eckpfosten das Moment:

$$M_{\mathrm{II}} = 600 \cdot 60 + 300 \cdot 45 \cdot \frac{60 + 34}{69} = 54\,400 \text{ mkg},$$

also ein kleineres, gegenüber. Der dritte 45 m hohe Abspannturm ist als einfacher quadratischer Gittermast ausgeführt. Die Mastbreite beträgt an der Spitze 57 cm, am Fuß 270 cm. An der Mastspitze ist eine Antennenbühne von 1,9 · 1,9 m angebracht, die Windenbühne liegt 1,45 m über Gelände und ist 2,75 · 2,75 m groß. Auf dieser Windenbühne sind zwei Aufzugwinden aufgestellt, deren zugehörige Gegengewichte sich unter dieser Bühne befinden. Zum Besteigen des Turmes sind an einem Eckpfosten Steigeisen vorgesehen. Bei den beiden 60-m-Türmen wurden in Höhe von 45 m über Erde Tragrollen für das Antennen-Aufzugseil angebracht, während in jedem Turm auf der Windenbühne eine zweite Aufzugwinde Aufstellung gefunden hat.

Die Ausführung der Funkturmanlage geschah im Auftrage des Reichsverkehrsministeriums, Abteilung Luftverkehr, unter Leitung des Herrn Regierungsbaurats Dr. phil. Herath durch die Firma C. H. Jucho in Dortmund, die die Berechnung, Konstruktion, Lieferung und Aufstellung einschließlich der Aufzugvorrichtungen und der Fundamente übernommen hatte.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke.

(Ausgabe 1928.)[1])

Von Reichsbahnrat **Klett**, Berlin.

Es ist bekannt, daß die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft seit einigen Jahren dem Schutze ihrer zahlreichen Eisenbauwerke gegen deren schlimmsten Feind — den Rost — besondere Aufmerksamkeit schenkt und keine Mühe und Ausgaben scheut, um den wirtschaftlich besten Eisenschutz zu ermitteln und die vielen auf diesem Gebiete noch zu klärenden Fragen zu lösen. Sie hat u. a. zu diesem Zweck eine große Anzahl Versuche durchgeführt und eingeleitet, die in absehbarer Zeit zu neuen, wichtigen Erkenntnissen führen werden.

In dem Bestreben, den Anstrich der Eisenbauten zu verbessern, ist die Deutsche Reichsbahn dauernd bemüht, schlechte Rostschutzfarben von der Lieferung auszuschließen und nur hochwertige, allen Ansprüchen genügende Farben zu beschaffen. Es hat sich aber gezeigt, daß die durch die seitherigen Lieferungsbedingungen gegebenen Grundlagen für die Vergebung von Rostschutzfarben vielfach nicht ausreichten, um einwandfreie und in den Preisen unmittelbar vergleichsfähige Angebote zu erhalten. Da die Bedingungen noch keine bestimmten Farbtöne und insbesondere keine bestimmten Farbzusammensetzungen vorschrieben, die Ausschreibungen ferner meist ganz allgemein gehalten waren, so ließen sich manche Farbenlieferer verleiten, auf Kosten der Güte möglichst billige Farben anzubieten, um bei der Zuschlagerteilung berücksichtigt zu werden. Es war unter diesen Umständen nicht immer leicht, die Angebote richtig zu bewerten und die zuschlagswürdige Farbe auszuwählen.

Mißstände, die sich bei der Vergebung von Farblieferungen herausstellten, veranlaßten die Deutsche Reichsbahn, der Frage näher zu treten, wie der Einkauf erleichtert und die Angebote vereinfacht werden könnten. Sie kam bald zu der Überzeugung, daß dieses Ziel am besten durch eine Normung der Rostschutzfarben hinsichtlich ihrer Zusammensetzung erreicht werden kann. Demgemäß beauftragte die Deutsche Reichsbahn im Juli 1927 einen aus Brückendezernenten und Chemikern der Reichsbahn zusammengesetzten Ausschuß mit der Aufstellung einer Normung von Rostschutzfarben und mit der hierdurch bedingten Umarbeitung der „Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (FAE)". Dieser Ausschuß wurde in seinen eingehenden Beratungen und Versuchen durch Vertreter der Farbenindustrie und des Reichsverbandes für das Deutsche Malergewerbe unterstützt. Aus der

[1]) Die Vorschriften werden vom Reichsbahn-Zentralamt in Berlin an Dritte zum Preise von 2 R.-M. abgegeben.

engen Zusammenarbeit mit diesen Sachverständigen sind nun die neuen „Vorschriften für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (FAE)“ entstanden (Amtliche Ausgabe 1928, eingeführt von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft durch Verfügung vom 30. April 1928). Sie enthalten außer den eigentlichen Vorschriften noch zwei Anlagen, nämlich die „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke“ und die „Besonderen Bedingungen für die Entrostung und das Anstreichen von Eisenbauwerken“.

Die eigentlichen Vorschriften geben allgemeine für die Reichsbahndirektionen bestimmte Richtlinien über

A. Farbbeschaffung,
B. Entrostungs- und Anstreicherarbeiten,
C. Beobachtung uud Unterhaltung des Anstrichs.

Der Teil A handelt zunächst über die Wahl der Farbe. Künftig dürfen nur noch die in den „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke“ (Anlage 1) genannten Farben beschafft werden. Diese Lieferungsbedingungen sind für die Beschaffenheit der Farben maßgebend und dürfen weder eingeschränkt noch erweitert werden. Farben, die den Bedingungen nicht entsprechen, dürfen nur mit Zustimmung des Reichsbahn-Zentralamts in Berlin oder des Zentralbauamts bei der Gruppenverwaltung Bayern in München nach Erprobung zugelassen werden. Diese Stellen sind auch allein für die Durchführung der vorzunehmenden Versuche zuständig. Die Lieferungsbedingungen schreiben jetzt die Zusammensetzung der zugelassenen Regelfarben vor, die in einer Tafel zusammengefaßt und durch Stoff- und Sortennummer gekennzeichnet sind.

Für den Grundanstrich darf nur streichfertige Bleimennige verwendet werden. Bei den Deckfarben wird zwischen Wetterfarben und rauchgasfesten (schnelltrocknenden) Farben unterschieden. Letztere sind nur für diejenigen Flächen von Eisenbauten zu verwenden, bei denen während des Anstrichs eine Einwirkung von Dampf- und Rauchgasen unvermeidbar ist. Damit die Farben schneller trocknen, müssen sie eine bestimmte Menge von Holzölstandöl enthalten. In allen übrigen Fällen, also auch bei solchen Bauwerken, die erst nach dem bereits getrockneten Anstrich den Dampf- und Rauchgasen von Lokomotiven ausgesetzt sind, kommen ausschließlich Wetterfarben in Betracht, deren Bindemittel nur aus Leinölfirnis bezw. Leinölstandölfirnis bestehen darf.

Die Wahl der Farben ist in das Ermessen der Reichsbahndirektionen gestellt, die alle über eigene Erfahrungen verfügen und hiernach ihre Entscheidung treffen können. Beim Farbton sind sie an die Farbtonkarte gebunden, die in die Lieferungsbedingungen eingeheftet ist. In der Regel sollen graue Farben verwendet werden, einerseits weil sie billiger sind als Buntfarben, anderseits weil die Buntfarben noch nicht genügend erprobt sind. Die bunten Farbtöne kommen nur für bestimmte Zwecke (Brücken und Hallen innerhalb einer Stadt) in Betracht. Zur raschen und sicheren Überwachung der Anstreicherarbeiten müssen sich die beiden Deckanstriche im Farbton wesentlich voneinander unterscheiden. In der Farbtonkarte ist deshalb jede Farbe in einem helleren und dunkleren Ton vertreten, wovon der hellere für den ersten Deckanstrich bestimmt ist.

Bei Eisenbauten, die bisher mit einer Teerfarbe gestrichen waren, muß der alte Anstrich vollständig entfernt werden, bevor ein Ölfarbanstrich aufgetragen wird.

Der zweite Abschnitt des Teils A enthält Bestimmungen über die Vergebung der Farblieferung.

Es wird zuerst darauf hingewiesen, daß die Lieferungsbedingungen die Zusammensetzung der Farben nicht ganz genau vorschreiben, sondern nur Grenzwerte hinsichtlich der Beschaffenheit und Menge der Hauptbestandteile (Farbkörper, Bindemittel, Verdünnungsmittel) festlegen, die wohl eine Mindestqualität sicherstellen, jedoch den Farbwerken noch eine gewisse Freiheit in der Beschaffung der Rohstoffe und in der Herstellung der Farben lassen. Die Güte der Verarbeitung (Vermahlung und Bindemittelbehandlung), die durch die Normung nicht erfaßt wird, ist bekanntlich neben der Zusammensetzung von größtem Einfluß auf die Güte der Farbe. Deshalb muß nach wie vor größter Wert auf Qualitätsleistung bei der Fabrikation gelegt werden. Die Vorschriften enthalten ziemlich ausführliche Angaben über die fachmännische Farbenherstellung und deren wirtschaftliche Bedeutung. Es wird ausdrücklich betont, daß es nicht angängig ist, die Angebote nur nach den Preisen zu beurteilen, weil eine erhöhte Güte der Anstrichfarben auch einen entsprechend höheren Arbeits- bezw. Kostenaufwand verursacht. Die Deutsche Reichsbahn steht also auf dem Standpunkte, daß die beste Rostschutzfarbe auch die billigste ist, da sie sich durch große Haltbarkeit bezahlt macht. Besonderes Augenmerk ist bei der Beurteilung der Angebote darauf zu richten, ob Einrichtung und Betrieb des Farbwerks eine Gewähr für eine bedingungsgemäße und dauernd gleichmäßig gute Lieferung der Farben bieten. Es ist deshalb Wert darauf zu legen, daß die Farbwerke nicht bloß einfache Mischwerke sind, die sich auf das Vermischen der Farbkörper mit fertig gekauften Bindemitteln beschränken, sondern daß sie neuzeitlich eingerichtet sind, ihre Bindemittel selbst herstellen, wodurch in erster Linie eine bestimmte Qualität gewährleistet wird, und ein von einem Chemiker geleitetes Laboratorium besitzen, in dem Rohstoffe und Fertigerzeugnisse laufend untersucht werden.

Die Rostschutzfarben dürfen nur von Farbenherstellern bezogen werden. Die Vorschriften empfehlen, bei der Vergebung von Rostschutzfarben aus der Reihe der bewährten Farbwerke eine beschränkte Anzahl zur Angebotabgabe aufzufordern. Hieraus geht deutlich hervor, daß die Deutsche Reichsbahn die Lieferung von Rostschutzfarben als Vertrauenssache ansieht. Die Ausschreibung der Farben hat sich gegen früher sehr vereinfacht. Es bedarf jetzt nur noch der Angabe ihrer Stoff- und Sortennummer und des Farbtons.

Wichtig ist, daß die Angebote nicht mehr bemustert werden müssen, da von jeglicher chemischer oder technologischer Prüfung solcher Muster abzusehen ist. Die Farbenfabriken werden also nicht mehr darüber zu klagen haben, daß bei den Ausschreibungen zu viele Muster zwecks Untersuchung angefordert worden seien. Aber auch die Untersuchungsstellen der Deutschen Reichsbahn werden durch den Wegfall der Prüfung von Angebotmustern wesentlich entlastet. Diese Prüfung ist bedeutungslos geworden, weil nunmehr die Zusammensetzung der Farben festliegt und es auch kaum vorkommen wird, daß mangelhafte Muster vorgelegt werden. Dagegen ist nach den Vorschriften besonderer Wert auf Prüfung der Lieferungen durch chemische Untersuchung in einer chemischen Untersuchungsstelle der Deutschen Reichsbahn zu legen.

Die Bestimmung, daß sämtliche vorkommenden Beanstandungen dem Reichsbahn-Zentralamt und der Gruppenverwaltung Bayern anzuzeigen sind, dürfte die Lieferfirmen zu besonderer Achtsamkeit anspornen.

Der Abschnitt schließt mit dem Hinweis, daß bei der Prüfung der Angebote den von den Firmen angegebenen Ergiebigkeitszahlen keine große Bedeutung beigelegt werden soll. Für die Berechnung der zu beschaffenden Farbmengen werden folgende ungefähren Ausgiebigkeitswerte angegeben:

1. Bleimennige . . . . . 1 kg = 5 m²
2. Reine Bleiweißfarbe . . . . 1 „ = 7 „
3. Reine Zinkoxydfarbe . . . . 1 „ = 9 „
4. Bleiweiß-Zinkoxyd-Farbe . . 1 „ = 8 „
5. Reine Eisenglimmer-Farbe . . 1 „ = 7 „
6. Bleiweiß-Eisenglimmer-Farbe . 1 „ = 8 „
7. Zinkoxyd-Eisenglimmer-Farbe . 1 „ = 9 „ .

Ein dritter Abschnitt behandelt die Entnahme von Proben, die unter verantwortlicher Überwachung eines Reichsbahnbeamten auszuführen ist. Die Reichsbahndirektionen bestimmen, aus welchen Farblieferungen und von wem Proben entnommen werden. Es ist nichts darüber gesagt, wo die Proben zu entnehmen sind. In der Regel wird dies auf der Baustelle bezw. in der Werkstatt geschehen; doch können die Reichsbahndirektionen unter gewissen Voraussetzungen (z. B. bei Plombierung der Gefäße) auch einer Probeentnahme im Farbwerk zustimmen.

Die Bedingungen ordnen an, daß auf sorgfältige Einhaltung der in den Lieferungsbedingungen gegebenen Anleitung für die Entnahme besonderer Wert zu legen ist, um etwaigen Einsprüchen der Lieferer begegnen zu können.

Die chemische Untersuchungsstelle der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft in Kirchmöser hat die Erfahrung gemacht, daß die zur Untersuchung eingereichten Farbproben sehr häufig nicht richtig entnommen werden. Wenn nun die unrichtige Probeentnahme aus dem Prüfungsbefund ohne weiteres ersichtlich ist, so muß die Untersuchung wiederholt werden; ist die unrichtige Entnahme nicht zu erkennen, so ergibt sich ein falsches Bild von der Zusammenstellung der Farbprobe. Um eine einwandfreie Probeentnahme zu gewährleisten, ist es also notwendig, daß die Reichsbahndirektionen nur sachkundige Beamte mit der Überwachung beauftragen und erforderlichenfalls Beamte besonders für diesen Zweck ausbilden lassen.

Der Teil B enthält einige allgemeine Bestimmungen über Entrostungs- und Anstreicherarbeiten, die noch durch die später zu besprechenden besonderen Bedingungen in der Anlage 2 ergänzt werden.

Die Entrostungs- und Anstreicherarbeiten sind im allgemeinen zusammen zu vergeben und dauernd zu beaufsichtigen. Weil die Lieferungsbedingungen Standölfarben vorschreiben, die sich schwerer verstreichen lassen als die gewöhnlichen Leinölfirnisfarben und deshalb bei der Ausführung des Anstrichs mehr Arbeitslohn bedingen, so soll bei der Ausschreibung ausdrücklich auf diese Tatsache hingewiesen werden.

Die für den Anstrich erforderlichen Rostschutzfarben werden von den Reichsbahndirektionen für ihren ganzen Bezirk beschafft und dem Malermeister durch die Dienststellen am Verbrauchsort übergeben. Eine Farbbeschaffung durch die Dienststellen selbst ist nur in besonderen Fällen gestattet (z. B. wenn es sich um kleine Mengen handelt), und es kommen hierfür nur die von den Reichsbahndirektionen bestimmten Farbwerke in Betracht. Durch diese Vorschrift soll verhindert werden, daß minderwertige Farben verwendet werden. Da der Brückendezernent, in dessen Händen die Beschaffung der Rostschutzfarben zentralisiert ist, über die meisten Erfahrungen verfügt und die Farbwerke kennen lernt, so ist es folgerichtig, daß auch er die geeigneten Farbwerke auswählt.

Im Teil C ist ausgeführt, wie der Anstrich zu beobachten und zu unterhalten ist.

Die Anstriche der Bauwerke sind gelegentlich der vorgeschriebenen Prüfungen auf ihren baulichen Zustand regelmäßig zu untersuchen. Der Befund ist in das Brücken- oder Hallen- und Dachbuch einzutragen.

Bisher mußten über alle mittleren und größeren Eisenbauten besondere Anstrichprüfungsnachweisungen geführt werden, die an das Reichsbahn-Zentralamt einzusenden waren, um dort ausgewertet und für die Reichsbahndirektionen nutzbar gemacht zu werden. Eine gewissenhafte Führung der Nachweisungen verursachte einen hohen Aufwand an Schreibarbeit, und die Prüfung des umfangreichen Materials nahm sehr viel Zeit in Anspruch. Beides erschien der Deutschen Reichsbahn nicht mehr gerechtfertigt, nachdem die Rostschutzfarben genormt sind, und es wurde deshalb bei Regelanstrichen auf die Prüfungsnachweisungen verzichtet. Bei Versuchsanstrichen dagegen werden nach wie vor die Ergebnisse in besondere Nachweisungen eingetragen.

Bezüglich der Unterhaltung des Anstrichs wird bestimmt, daß die Erneuerung eines verwitterten Deckanstrichs rechtzeitig vorzunehmen ist, damit ein völliger Neuanstrich mit vorhergehender Entrostung vermieden

werden kann. Vereinzelte Roststellen sind zunächst auszubessern. Mit dem Aufbringen eines vollständigen Deckanstrichs ist jedoch zu warten, bis der ganze Anstrich den beginnenden Zerfall zeigt.

Die „Besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke“ (Anlage 1) unterscheiden sich von den bisherigen Lieferungsbedingungen hauptsächlich dadurch, daß sie für die verschiedenen Verwendungszwecke nur noch bestimmte Farben zulassen, deren Zusammensetzung und Farbton vorgeschrieben ist.

Bei den Deckfarben unterscheiden die Bedingungen zwischen Wetterfarben und rauchgasfesten Farben. Zugelassen sind heute:

1 Farbe für den Grundanstrich,
6 graue Wetterfarben für den ersten Deckanstrich,
6 „ „ „ „ zweiten „
3 „ rauchgasfeste Farben für den ersten Deckanstrich,
3 „ „ „ „ „ zweiten „
6 bunte Wetterfarben für den ersten Deckanstrich,
6 „ „ „ „ zweiten „
6 „ rauchgasfeste Wetterfarben für den ersten Deckanstrich,
6 „ „ „ „ „ zweiten „

Die Bedingungen befassen sich im ersten Abschnitt zunächst mit der Frage, welche Farbwerke für die Lieferung in Betracht kommen. Bevor ein Lieferwerk zu Farblieferungen herangezogen werden darf, muß durch das Reichsbahn-Zentralamt auf Grund einer chemischen und technologischen Prüfung festgestellt werden, ob die betreffende Firma in der Lage ist, bedingungsgemäß Rostschutzfarben herzustellen. Die Firma hat zu diesem Zweck kostenlos eine Probe für die Untersuchung zu liefern und die Kosten der Untersuchung zu tragen.

Anträge auf die vorgeschriebene Untersuchung sind also an das Reichsbahn-Zentralamt einzureichen; sie haben aber nur dann Aussicht auf Erfolg, wenn Einrichtung und Betriebsführung des Farbwerks den Farbenvorschriften der Deutschen Reichsbahn entsprechen, wovon sich das Reichsbahn-Zentralamt durch Besichtigung der Anlage überzeugen wird. Mit einem abschließenden Ergebnis der technischen Prüfung der Farbenmuster kann im allgemeinen erst nach zweijähriger Dauer gerechnet werden. Die Antragsteller sprechen häufig den Wunsch aus, ihre Proben zwecks Abkürzung der Versuchsdauer einer Kurzprüfung zu unterwerfen; da aber leider bis heute noch kein zuverlässiges Kurzprüfverfahren gefunden worden ist, so muß die Deutsche Reichsbahn an Freilagerversuchen festhalten.

Es folgen in diesem Abschnitt nunmehr die Bedingungen über die Beschaffenheit der Rostschutzfarben.

Alle Rostschutzfarben für Grund- und Deckanstriche sind für eine Temperatur von 20° C streichfertig zu liefern.

Die Anlieferung der bleihaltigen Farben — auch der Bleimennige — in streichfertigem Zustande an die Arbeitsstätte bedeutet nicht nur einen technischen, sondern auch einen hygienischen Fortschritt. Es fällt damit das Anreiben von trockenen Bleifarben mit Öl durch den Maler fort, das mit gesundheitlichen Gefahren verknüpft war, weil sich hierbei die Entwicklung und das Einatmen von Bleistaub nie ganz vermeiden ließ. Wenn der Anstreicher die vorgeschriebene Reinlichkeit beachtet, sind keine Bleivergiftungen mehr zu befürchten.

Bezüglich des Absetzens der Farben beim Lagern besteht die Vorschrift, daß sie keinen Bodensatz bilden dürfen, der sich nicht durch mäßiges Umrühren schnell wieder einmengen ließe. Bleimennige und reine Eisenglimmerfarben müssen diese Eigenschaft zwei Monate vom Tage der Lieferung an behalten. Da die Farbe erst nach abgeschlossener Abnahmeuntersuchung verwendet werden soll, so ist es nicht immer angängig, die Lagerfähigkeit von streichfertigen Bleimennigen durch Dauerprüfung festzustellen. Die Chemische Versuchsanstalt in Kirchmöser hat deshalb hierfür ein Verfahren ausgearbeitet, das nur kurze Zeit in Anspruch nimmt und auf der Anwendung von Wärme beruht. Sie hat auf Grund zahlreicher Versuche mit den verschiedenen Bleimennigesorten gefunden, daß sich die Ergebnisse dieser Prüfung mit denen einer zwei- bis dreimonatigen Lagerung bei Zimmertemperatur decken. Das einfache abgekürzte Prüfungsverfahren ist in die Bedingungen übernommen worden; sie lassen den Nachweis der Lagerfähigkeit von Bleimennige als erbracht gelten, wenn sich die Bleimennigefarbe nach achtstündigem Erhitzen auf 80° C und Abkühlen auf Zimmertemperatur noch verstreichen läßt.

Da die Deckkraft und Streichfähigkeit der Farben sich jeweils aus der vorgeschriebenen Zusammensetzung von selbst ergibt und nicht besonders geprüft werden kann, so beschränken sich die Vorschriften auf die allgemeine Bestimmung, daß die Farben gut decken müssen und beim Verstreichen an senkrechten Flächen nicht ablaufen dürfen.

Für das Trocknen der Farben gilt: Nach sachgemäßem Verstreichen müssen die Wetterfarben in spätestens 24 Stunden, die rauchgasfesten Farben innerhalb 8 Stunden bei 20° C staubtrocken sein.

Die Mahlung und Kornfeinheit der Farbkörper ist in den Bedingungen zahlenmäßig festgelegt. Sie schreiben vor: Die Farbkörper müssen feinst gemahlen und kornfrei sein, d. h. sie müssen mit Ausnahme von Eisenglimmer und Aluminium so feinpulvrig sein, daß die mit beliebigen Mengen Schwerbenzin verdünnten Anstrichfarben restlos durch ein Sieb mit 6400 Maschen je cm² gehen.

Nun schließen sich die Bestimmungen über die Eigenschaften der einzelnen Farbkörper, der Verdünnungsmittel und der Bindemittel an.

Bleimennige darf höchstens 1% Verunreinigungen einschließlich Feuchtigkeit enthalten. Sie muß mindestens 90% Bleiorthoplumbat (Pb_3O_4) enthalten. Der Rest muß aus ungebundenem Bleioxyd und basischem Bleikarbonat bestehen.

Die Bleimennige (auch Bleiminium genannt) wird in erster Linie nach dem Superoxydgehalt bewertet. Man hat erkannt, daß mit höherem PbO_2-Gehalt die Neigung zum Eindicken abnimmt. Technische Mennige ist niemals reines Bleiorthoplumbat, das einen Gehalt an Bleisuperoxyd von 34,9% aufweisen würde, sondern sie wird immer aufgefaßt als ein Gemisch von Bleisuperoxyd mit Bleioxyd und geringen Mengen von freiem Blei. Es gibt gewöhnliche grobkörnige Handelsmennige mit einem PbO_2-Gehalt von beiläufig 25%, verbesserte Handelsmennige mit beiläufig 31% PbO_2-Gehalt und disperse Mennigesorten mit 32% und mehr PbO_2-Gehalt. Die neuen Bedingungen schließen in Zukunft die gewöhnliche Handelsmennige aus. Es kommen nur noch a) verbesserte Handelsmennige und b) disperse Mennige in Frage. Zwischen a) und b) besteht ein Preisunterschied, der sich durch die größere (etwa $1^1/_2$ fache) Ergiebigkeit von b) ausgleicht. Der vorgeschriebene Mindestgehalt an Pb_3O_4 entspricht einem PbO_2-Gehalt von mindestens 31,4%. Zum Vergleich sei auf die schon einige Jahre bestehenden amerikanischen Bleimennigenormen hingewiesen, die zwei Sorten unterscheiden, Sorte 1: Pb_3O_4-Gehalt von 95% = 33,16% PbO_2 und Sorte 2: Pb_3O_4-Gehalt von 85% = 29,66% PbO_2.

Bleiweiß muß aus basischem Bleikarbonat bestehen und darf, auf Pb berechnet, höchstens 0,1% wasserlösliche Bleiverbindungen und nicht mehr als 2% Verunreinigungen einschl. Feuchtigkeit enthalten.

Bei der Reichsbahn wird zurzeit noch eingehend geprüft, ob Sulfobleiweiß sich ebensogut für Rostschutzfarben eignet wie Karbonatbleiweiß. Eine Entscheidung über die Zulassung von Sulfobleiweiß wird getroffen werden, sobald die eingeleiteten Versuche zu einem endgültigen Ergebnis geführt haben.

Zinkoxyd muß mindestens 90% ZnO oder 97% (ZnO + Bleiverbindungen) enthalten, wobei im letzten Fall der Gehalt an ZnO mindestens 75% sein muß.

Hiernach sind also auch die stärker bleihaltigen Zinkoxyde zugelassen. Bei dem Bleigehalt der Zinkoxyde handelt es sich nicht um Karbonat, sondern um basische Bleisulfate. In Kirchmöser angestellte Versuche (Verwitterungsprüfung im Laboratorium und Freilagerversuche) haben bestätigt, daß die im Zinkoxyd enthaltenen Bleiverbindungen (Bleioxyd und Bleisulfat) die Haltbarkeit der Zinkfarben verbessern. Dies wird so erklärt, daß durch den Gehalt an Blei der Verseifungsvorgang des Bindemittels wesentlich rascher und kräftiger durchgeführt wird. Die oben erwähnten Versuche haben ferner ergeben, daß die stark bleihaltigen Zinkoxyde mit 75% Zn O-Gehalt ebenso wetterbeständig sind wie hochprozentige Zinkoxyde mit 90% Zn O-Gehalt.

Eisenglimmer muß mindestens 90% Eisenoxyd (Fe_2O_3) enthalten.

Zum Tönen grauer Farben darf nur noch Ruß verwendet werden.

Von der Verwendung von Graphit als Tönungsmittel ist abgesehen worden, weil Graphit eine zu geringe Färbekraft besitzt. Um die gleiche Graufärbung wie bei Zusatz von etwa 1% Ruß zu erzielen, wäre z. B. ein Graphitzusatz von 20 bis 40% erforderlich.

Bunte Farbtöne dürfen nur mit reinen chemisch-anorganischen Farben oder mit bestimmten, in den Bedingungen näher bezeichneten unverschnittenen Erdfarben hergestellt werden.

Die Farbtöne der einzelnen Farben sind durch eine Farbtonkarte festgelegt. Diese umfaßt für den ersten und zweiten Deckanstrich je zwei graue und sechs bunte Farbtöne, nämlich Ocker, Rotbraun, Eichenholzgelb, Grün, Olivgrün und Blau. Die Farbtöne des ersten Deckanstrichs sind durchweg heller gehalten; außerdem ist für diesen Anstrich noch ein weißer Farbton vorgesehen. Die dunkleren Farbtöne sind aus der Normal-Farbtonkarte für Fahrzeuganstriche, eingetragen unter Nr. 840 B, in der Liste des Reichsausschusses für Lieferbedingungen (RAZ) ausgesucht und mit den Nummern dieser Karte bezeichnet worden. Bei den beiden grünen Tönen Nr. 26b und 28b deutet der Index „b“ darauf hin, daß keine genaue Übereinstimmung besteht, weil diese Töne ein wenig heller sind als die Töne Nr. 26 und 28 in der Karte für Fahrzeuganstriche.

Da die grauen Töne Nr. 2 und 2a bezw. Nr. 4 und 4a für alle Regelfarben gelten sollen, so können sie nur als Anhalt dienen. Mit einer Bleiweißfarbe kann natürlich nicht der gleiche graue Ton getroffen werden wie mit einer Zinkoxyd- oder Glimmerfarbe. Auf keinen Fall dürfen außer Ruß noch andere Tönungsmittel verwendet werden, um genau den Ton der Farbtafel zu treffen. Auch bei den bunten Farbtönen werden kleine, für die Praxis belanglose Abweichungen zugestanden werden müssen, die sich wegen der üblichen Unregelmäßigkeiten der Rohstoffe (Erdfarben) oft nicht vermeiden lassen.

Die in den Farben enthaltenen Verdünnungsmittel müssen aus Terpentinöl, Kienöl, Erdöldestillat oder hydriertem Naphthalin bestehen. Sie müssen klar und farblos sein; ihr Flammpunkt nach Abel muß über 21° C, das Raumeinheitsgewicht bei 20° C unter 0,90 liegen. Beim Destillieren nach Engler-Ubbelohde müssen bis 200° C mindestens 98% übergehen.

Alle Farben müssen frei von solchen Stoffen sein, die die Storch-Morawskische Reaktion positiv ergeben (siehe Güteprüfung).

Mittels dieser Reaktion werden die Farben auf die Gegenwart von Harz geprüft. Sie fällt schon positiv aus, wenn geringe Mengen an Harz vorhanden sind. Während nach den früheren Bedingungen nur die üblichen Rostschutzfarben frei von natürlichen und künstlichen Harzen sein mußten, nicht aber die rauchgasfesten Sonderfarben, verbieten die neuen Vorschriften den Harzgehalt für alle Farben, und zwar aus folgenden Gründen: Geringe Mengen an Harz (bis etwa 5%) wirken nicht nachteilig auf die Haltbarkeit der Farben ein, dagegen setzt ein größerer Harzgehalt erwiesenermaßen die Wetterbeständigkeit der Anstrichfarben herab. Da nun aber leider die Feststellung der Menge an Harz in einem Firnis außerordentlich ungenau und zeitraubend ist, so muß die Reichsbahn auch von der Zulassung eines bestimmten kleineren Harzgehaltes absehen. Bei der Firnisbereitung dürfen also keine Resinate (harzsaure Metalle), sondern nur leinölsaure Metallsalze verwendet werden.

Zum Grundanstrich darf nur Bleimennige, mit Leinöl oder Leinölfirnis angerieben, verwendet werden.

Die Deutsche Reichsbahn sieht die Bleimennige als das zurzeit beste Grundierungsmittel für den Anstrich von Eisen an. Viele Freilagerversuche haben ergeben, daß die ausgezeichnete rostverhütende Wirkung der Bleimennige von keiner anderen Rostschutzfarbe erreicht wird. Als Deckfarbe kommt Bleimennige nicht in Frage, weil sie durch den ultravioletten Teil des Sonnenlichtes stark ausgebleicht wird.

Die Wetterfarben müssen für den ersten Deckanstrich mit Leinölfirnis und für den zweiten Deckanstrich mit Leinölstandölfirnis hergestellt sein.

Bei den rauchgasfesten Farben muß das Bindemittel für beide Deckanstriche aus einem Standölfirnis bestehen, der mit Leinöl und Holzöl hergestellt wird.

Die Vorschrift, daß als Bindemittel ein Standölfirnis von bestimmter Konsistenz zu verwenden ist, stellt eine der wichtigsten Änderungen gegenüber den seitherigen Lieferungsbedingungen dar. Es ist jetzt eine bekannte Tatsache, daß Standöle die mit ihnen hergestellten Farben erheblich wasserdichter und witterungsbeständiger machen, und zwar ist die Widerstandsfähigkeit der Farben desto größer, je höher der Gehalt bezw. die Konsistenz (Viskosität, Zähflüssigkeit) des Standöls ist. Eine höhere Viskosität bedingt aber auch eine längere Trockenzeit und — was für die Praxis besonders wichtig ist — eine schwerere Verstreichbarkeit der Standölfarben. Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat vor Aufstellung der neuen Bedingungen größere praktische Anstrichversuche im Freien und in einem warmen Raum mit verschieden dicken Standölfarben vorgenommen. Hierbei wurde festgestellt, daß alle standölhaltigen Farben einen wesentlich höheren Arbeitsaufwand und größere Sorgfalt beim Verstreichen erfordern als gewöhnliche Leinölfirnisfarben. Auf kaltem Eisen ließen sich die standölhaltigen Farben besonders schwer verstreichen. Die hochgradigen Standölfarben konnten auch in warmem Raume nicht ohne Verwendung weiterer Verdünnungsmittel verarbeitet werden. Die Versuchsergebnisse haben die Reichsbahn veranlaßt, bei den Wetterfarben zunächst einmal nur für den zweiten Deckanstrich einen Leinölstandölfirnis mit einer Zähflüssigkeit von 20 ± 2 Englergraden bei 50° C vorzuschreiben. Die Erfahrungen des nächsten Jahres und weitere Großanstrichversuche sollen dann zeigen, ob der Standölzusatz vielleicht noch gesteigert und auch für den ersten Deckanstrich verwendet werden kann,

Bei den rauchgasfesten Farben schreiben die Bedingungen zwecks raschen Trocknens der Farben einen Zusatz von 25 % Holzölstandöl im Bindemittel vor, das für beide Deckanstriche eine Zähflüssigkeit von 20 ± 2 Englergraden bei 50° C haben muß. Von einem höheren Holzölstandölgehalt des Bindemittels ist Abstand genommen worden, weil hierbei nach Feststellungen der Chemischen Versuchsanstalt in Kirchmöser die Anstrichfarben leicht matt auftrocknen und weil vor allem noch nicht geklärt ist, ob mit dem großen Holzölgehalt auch eine Verbesserung der Farbe verbunden ist. Die Praxis und Versuche sollen erst zeigen, ob die Widerstandsfähigkeit der Anstriche ebenso gut oder noch besser ist als bei Rostschutzfarben, die mit einem Leinölstandölfirnis angerieben sind. Holzöl neigt, namentlich bei nicht genügendem Ausstreichen, zum runzligen Trocknen; wenn jedoch der Firnis richtig hergestellt wird und die Farben sorgfältig verstrichen werden, so ist keine Runzelbildung zu befürchten. Von der Zulassung eines Kopalgehalts bei rauchgasfesten Farben ist, ebenso wie bei Wetterfarben abgesehen worden, nachdem in Kirchmöser durchgeführte Freilagerversuche ergeben haben, daß ein Kopalgehalt die Wetterbeständigkeit von Standölfarben herabsetzt.

Die Bedingungen schreiben natürlich keine bestimmte Herstellungsart des Standölfirnisses vor, die ja auch nicht nachgeprüft werden könnte. Es ist also den Farbwerken freigestellt, entweder Leinöl und Holzöl zusammen in einem Arbeitsvorgang bis zur verlangten Konsistenz zu verkochen oder Leinölfirnis mit einem dickeren Standöl zu vermischen.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Größte Momente und Querkräfte der Brücken für regelspurige Nebenbahnen.

Bestimmungsgemäß ist für die Berechnung der Brücken ein Lastenzug anzunehmen, der sich aus einer Lokomotive und aus einseitig angehängten Güterwagen der Abb. 1 u. 2 zusammensetzt.

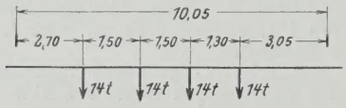


Abb. 1.

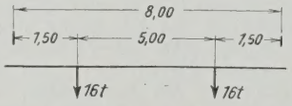
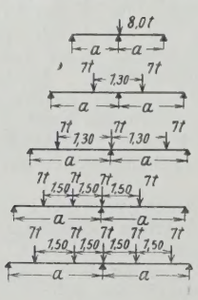


Abb. 2.

In den nachstehenden Tafeln sind die größten Momente und Querkräfte bis zu einer Stützweite von 60,0 m und Querträgerbelastung bis zu einer Feldweite $a = 10{,}5$ m angegeben.

Tafel 1.

Maßgebende Belastung	Querträgerentfernung a m	Querträgerbelastung für einen Schwellenträgerstrang t
	0,0—1,45	8,00
	1,45—1,50	$14 - \frac{9{,}1}{a}$
	1,50—2,80	$21 - \frac{19{,}6}{a}$
	2,80—5,50	$28 - \frac{40{,}6}{a}$
	5,50—10,50	$35 - \frac{84{,}6}{a}$

Tafel 2. Zur Berechnung der größten Momente max Mp für ein Gleis.

l m	max Mp tm	$\frac{\Delta \max Mp}{\Delta l}$ t	l m	max Mp tm	$\frac{\Delta \max Mp}{\Delta l}$ t	l m	max Mp tm	$\frac{\Delta \max Mp}{\Delta l}$ t
1,0	4,0		2,0	8,0		3,0	12,9	
1,2	4,8	4,0	2,2	8,8	4,0	3,2	14,2	6,5
1,4	5,6	4,0	2,4	9,6	4,0	3,4	16,1	9,5
1,6	6,4	4,0	2,6	10,4	4,0	3,6	18,2	10,5
1,8	7,2	4,0	2,8	11,6	6,0	3,8	20,3	10,5
		4,0			6,5			10,5

l m	max Mp tm	$\frac{\Delta \max Mp}{\Delta l}$ t	l m	max Mp tm	$\frac{\Delta \max Mp}{\Delta l}$ t	l m	max Mp tm	$\frac{\Delta \max Mp}{\Delta l}$ t
4,0	22,4		20,0	274,2		42,0	950,1	
5,0	32,9	10,5	22,0	316,2	21,0	44,0	1034,1	42,0
6,0	44,9	12,0	24,0	365,8	24,7	46,0	1120,6	43,25
7,0	58,7	13,8	26,0	417,2	25,7	48,0	1217,2	43,3
8,0	72,5	13,8	28,0	468,6	25,7	50,0	1317,0	49,9
9,0	86,4	13,9	30,0	520,0	25,7	52,0	1416,8	49,9
10,0	100,3	13,9	32,0	578,4	29,2	54,0	1517,8	55,0
12,0	130,6	15,15	34,0	646,1	33,85	56,0	1633,8	58,0
14,0	166,5	17,95	36,0	713,8	33,85	58,0	1749,8	58,0
16,0	202,4	17,95	38,0	782,1	34,15	60,0	1865,8	58,0
18,0	238,3	17,95	40,0	866,1	42,0			
					42,0			

Tafel 3.
Zur Berechnung der Querkräfte Qp_x für ein Gleis.

Belastungslänge l_x in m	ΣPc tm	ΣP t	c_1 m	Lastenfolge
0—1,517	0	16	0	1 · 16
1,517—2,8	18,2	28	1,3	2 · 14
2,8—4,3	60,2	42	2,8	3 · 14
4,3—8,5	123,2	56	4,3	4 · 14
8,5—13,5	358,4	72	8,5	4 · 14 + 1 · 16
13,5—16,5	718,4	88	13,5	4 · 14 + 2 · 16
16,5—21,5	982,4	104	16,5	4 · 14 + 3 · 16
21,5—24,5	1502,4	120	21,5	4 · 14 + 4 · 16
24,5—29,5	1862,4	136	24,5	4 · 14 + 5 · 16
29,5—32,5	2542,4	152	29,5	4 · 14 + 6 · 16
32,5—37,5	2998,4	168	32,5	4 · 14 + 7 · 16
37,5—40,5	3838,4	184	37,5	4 · 14 + 8 · 16
40,5—45,5	4390,4	200	40,5	4 · 14 + 9 · 16
45,5—48,5	5390,4	216	45,5	4 · 14 + 10 · 16
48,5—53,5	5878,4	232	48,5	4 · 14 + 11 · 16
53,5—56,5	7198,4	248	53,5	4 · 14 + 12 · 16
56,5—61,5	7942,4	264	56,5	4 · 14 + 13 · 16

Dipl.-Ing. Edgar Schmidt, Berlin-Lichterfelde.

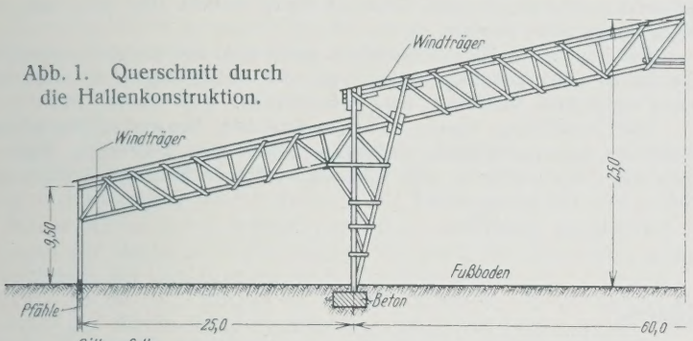
Alle Rechte vorbehalten.

Die Sängerbundesfesthalle in Wien.

Die Halle hat eine Gesamtgrundfläche von rd. 20 000 m² und faßt etwa 30 000 ausübende Sänger und 40 000 Zuhörer.

Sie kommt als dreischiffige Halle mit überhöhtem Mittelschiff in Holzkonstruktion zur Ausführung (Abb. 1 u. 2) und wird durch einzelne 20 m voneinander entfernte Fachwerkbinder, die das Dachtragwerk tragen, und die umfassenden Riegelwände gebildet. Die Mittelhallenbinder sind Zweigelenk-Fachwerkrahmen (ohne Zugstange), die auf 60 m frei gespannt sind. Die Seitenhallenbinder erhalten je 25 m Spannweite und bestehen aus Fachwerkträgern, die einerseits auf Auslegern der Mittelbinder, anderseits auf Pendelstützen aufgelagert sind. Die Gesamtbreite der Halle beträgt 110 m, ihre Länge 182 m. Die Halle ist in der Mitte 25 m hoch.

Abb. 1. Querschnitt durch die Hallenkonstruktion.



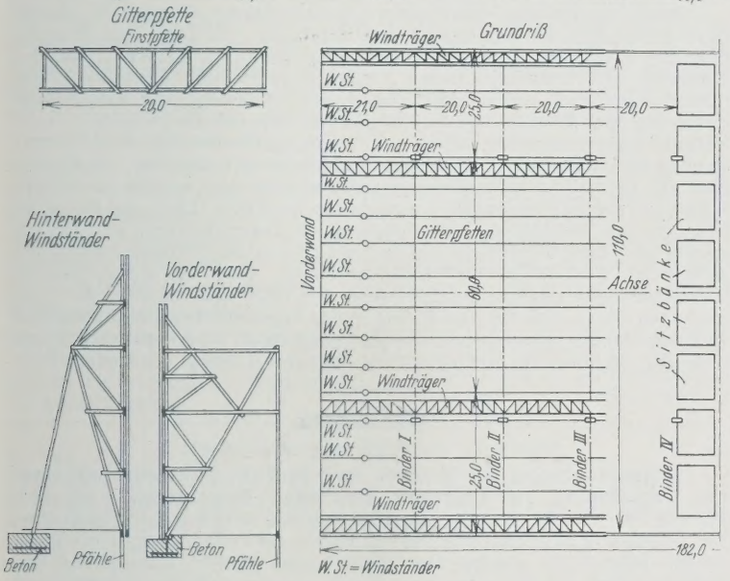


Abb. 2. Grundriß der Halle.

Die Außenwände sind in solider Riegelwandkonstruktion ausgeführt; die vorderen und rückwärtigen Giebelwände (Riegelwände) sind durch eigene Windständer gegen Windangriffe gesichert.

Die Halle ist für 125 kg/m² wagerechten und 25 kg kg/m² gleichzeitigen lotrechten Winddruck unter Berücksichtigung der ungünstigsten Windangriffsarten berechnet. Der größte Windangriff auf die vordere Riegelwand beträgt solcherart rd. 250 000 kg.

Die rückwärtigen Windständer sind außen an die Halle angebaut und wurden mit Zugankern in schweren Betonfundamenten verankert. Die vorderen Windständer stehen im Inneren der Halle und übertragen den Winddruck der vorderen Riegelwand teilweise auf Beton-, teilweise auf Pfahlfundamente. Außerdem sind zwischen den Fachwerkbindern eigene Windträger eingebaut, die zur Aufnahme der seitlichen Windlasten und zu deren Übertragung auf die Fachwerkbinder dienen.

Der Zweigelenkrahmen überträgt im ungünstigsten Falle auf die Auflager etwa 65 t lotrechte Last und 25 t wagerechten Schub. Das Auflagergelenk ist in einfachster Weise in einer Eisen-Spezialkonstruktion durchgeführt, die die der Rechnung entsprechende Übertragung der Auflagerkräfte auf die Betonfundamente und die völlige Unverschiebbarkeit des Auflagergelenkes gewährleistet. Die Stabspannkräfte bei Höchstwindangriff bewegen sich in Größen bis zu 120 t.

Die Pfetten sind in Form von Gitterfachwerken ausgeführt, deren Spannweite 20, in den Endfeldern 21 m beträgt und deren Lastfeld etwa 6 m breit ist.

Die Aufstellung gestaltete sich in Anbetracht des Umstandes, daß für derlei außergewöhnliche Holzkonstruktionen noch wenig Erfahrungen vorliegen, zu einem Problem, das sowohl in theoretischer, als auch in praktischer Weise einwandfrei gelöst wurde. Für das Hochziehen der liegend zusammengebauten rd. 40 t schweren Mittelbinder wurden sechs Montagetürme mit neuen, vorher geprüften Stahlkabeln und Trommel-Handwinden verwendet.

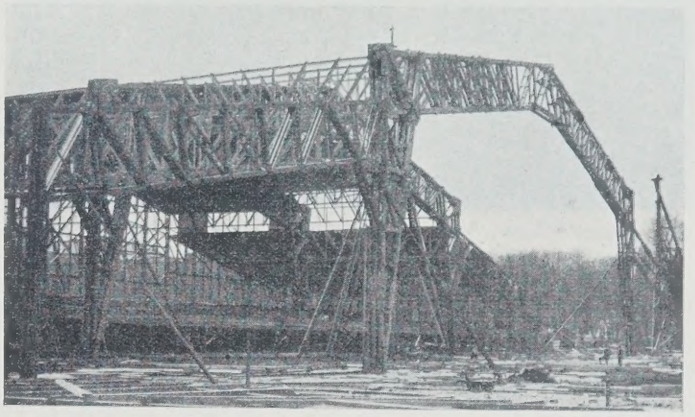


Abb. 3. Drei aufgestellte Binder.

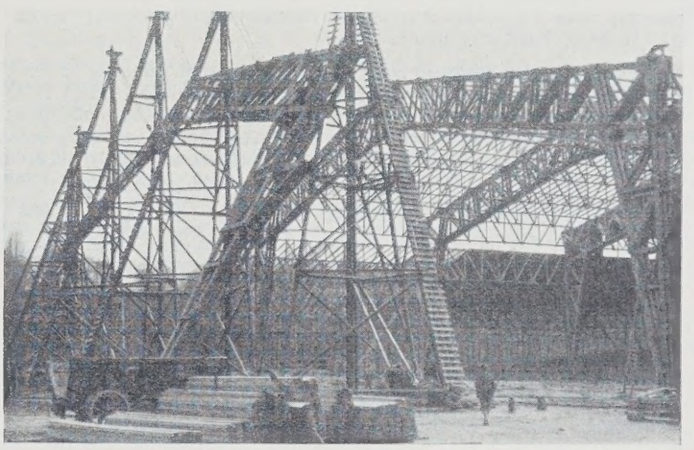


Abb. 4. Aufstellung eines Mittelhallenbinders.

Insgesamt wurden für den Hallenbau einschließlich der Rampen, Bänke und dergl. rd. 240 Eisenbahnwagen Holz verwendet.

Die Knotenverbindungen der Fachwerkkonstruktion wurden mit Schüllerschen Patent-Ringdübeln hergestellt. Die große Spannweite des

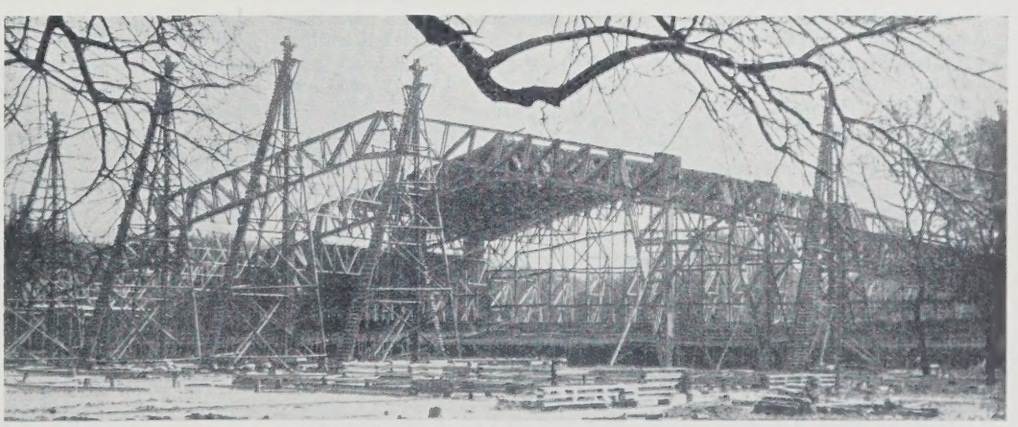


Abb. 5. Ansicht der Mittel- und Seitenhallenkonstruktion.

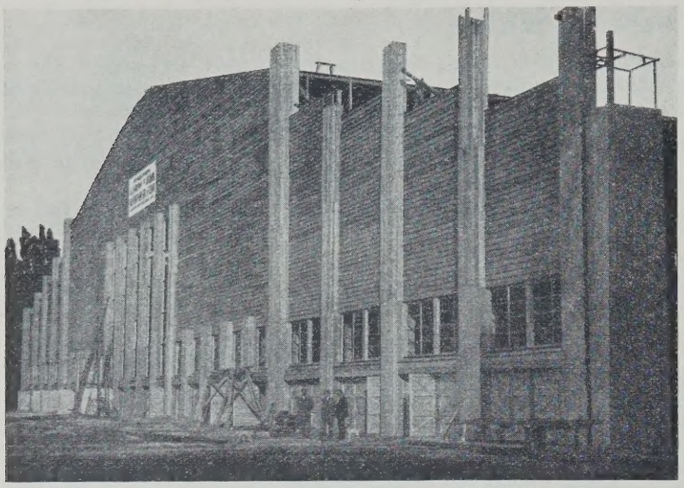


Abb. 6. Ansicht der vorderen Stirnfläche.

Zweigelenkrahmens bedingt in manchen Knoten und Gelenken Spezialkonstruktionen. Einzelne Verbindungen wurden an der Wiener Technischen Hochschule an Modellen natürlicher Größe erprobt. Während des Baues wurden ständig Holzproben und sonstige Materialproben vorgenommen.

Die Halle wurde innerhalb acht Wochen fertig abgebunden. Der erste Binder wurde am 17. März 1928 aufgestellt, der letzte (achte) Binder am 5. Mai 1928. Die Halle war trotz der außergewöhnlichen Ausmaße und trotz ungünstigen Bauwetters am 16. Juni vollständig benutzungsfähig fertiggestellt. Abb. 3 bis 5 zeigen einige Bilder der Aufstellung, Abb. 6 ist eine Ansicht der vorderen Stirnfläche.

Der Konstruktionsentwurf und die statische Berechnung wurde von Regierungs-Baurat Dr.-Ing. Eduard Erhart verfaßt, von dem auch die Konstruktionsidee stammt.

Die Idee eines Holzhallenbaues, der allgemeine Entwurf betreffend die Raum- und Grundrißgestaltung und der Architekturentwurf stammen vom Architekten Z. V. Ing. Georg Rupprecht.

Die Ausführung dieses außergewöhnlichen Bauwerkes wurde mit Präzision und vorbildlicher Organisation von den Vereinigten Firmen: Adalbert Chromys Wwe. und Sohn, Wien-Atzgersdorf, und Schönthaler-Silva, Wien IV, durchgeführt.

Wien, im Juni 1928. E.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Juli ausgegebene Heft 14 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Erfahrungen aus der Weißenhofsiedlung in Stuttgart. — Architekt Fritz Rosenbaum: Das Kleinhaus. — Stadtbaurat Fritz Luft: Neuere städtische Wohnungsbauten in Mainz. — Das konische Dübelverfahren. — Dipl.-Ing. Castner: Die Ausrüstung der Wohnhausbaustelle. — Dr. F. Sauer: Neue Baukunst und Handwerk.

Technische Hochschule Darmstadt. In diesem Semester ist an der Technischen Hochschule Darmstadt ein Ingenieurlaboratorium eröffnet worden, das Herrn Prof. H. Kayser unterstellt ist. Das Laboratorium soll in erster Linie wissenschaftlichen Forschungsarbeiten auf dem Gebiete des Eisen- und Eisenbetonbaus dienen und den älteren Ingenieur-Studierenden für praktische Übungen zur Verfügung stehen. Auf Wunsch können dort auch wissenschaftliche Untersuchungen für die Praxis vorgenommen werden. Damit ist auch in Darmstadt dem neuzeitlichen Bedürfnis Rechnung getragen, das theoretische Studium der Ingenieure durch praktische Übungen in Laboratorien zu unterstützen.

Technische Hochschule München. Als Nachfolger des am 27. November 1927 verstorbenen o. Prof. Dr.-Ing. W. Schachenmeier[1]) ist, wie wir erfahren, auf den Lehrstuhl für Baustatik und Eisenbau der o. Professor Dr.-Ing. ehr. Georg Kapsch von der Technischen Hochschule Graz berufen worden. Während der zwei Semester langen Vakanz des Lehrstuhls war Assistent Dipl.-Ing. Herrfeldt vom Senate der Technischen Hochschule mit der programmäßigen Abhaltung der Vorlesungen und Übungen beauftragt. Prof. Kapsch, der zurzeit im 55. Lebensjahre steht, war lange Jahre bei der Brückenbauanstalt der M. A. N. in Gustavsburg tätig, wo unter seiner Leitung und unter seiner bis in die Ausbildung der Einzelheiten gehenden Mitwirkung eine Reihe bedeutender Eisenbauwerke entstanden sind, u. a. die Hamburger Hochbahn. Ebenso erfolgreich war auch sein Wirken bei Harkort in Duisburg[2]).

Die Jubiläumstagung (25. ordentl. Mitgliederversammlung) des Vereins Beratender Ingenieure e. V. fand am 30. Juni, 1. und 2. Juli d. J. in Wiesbaden statt.

Zur Frage der Errichtung einer Reichskammer der freien technischen Berufe wurde folgende Entschließung gefaßt:

„Die in dem V. B. I. zusammengeschlossenen unabhängigen beratenden Ingenieure Deutschlands bedauern, daß die Verhandlungen mit der Reichsregierung betreffend die Gründung einer Reichskammer der freien technischen Berufe ins Stocken geraten sind. Sie sind der Ansicht, daß die Gründung eine im Interesse des Gemeinwohls liegende wirtschaftliche Zweckmäßigkeit und Notwendigkeit ist, da es eine bekannte Tatsache ist, daß in der Öffentlichkeit das Vertrauen zur unparteiischen technischen Beratung immer mehr und mehr im Schwinden begriffen ist. Vollkommen verfehlt ist der von den Gegnern der Reichskammer eingenommene Standpunkt, daß durch sie die freie Entwicklung der Technik gehemmt und geschädigt werden könnte. Der V. B. I. bittet daher die Reichsregierung, den Verhandlungen zur Gründung der Reichskammer alsbald weiteren Fortgang zu geben".

In der öffentl. Vortragsversammlung am 2. Juli sprach Oberregierungsrat Rogge die Glückwünsche der Regierung aus, und Beigeordneter Spießer bot dem Verein im Namen der Stadtverwaltung ein herzliches Willkommen. Berat. Ing. VBI Reg.-Baumeister a. D. Delkeskamp, Wiesbaden, äußerte sich über „Die Aufgaben des beratenden Ingenieurs in der Wasserwirtschaft". Insbesondere schilderte er die Durchführung der ausgedehnten „Kläranlage München", der größten derartigen Anlage Europas[3]).

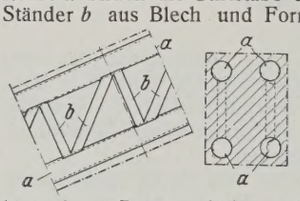
Berat. Ing. VBI Reg.-Baumeister a. D. Goedecke, Hagen i. W., sprach dann über „Abschreibungen" und Berat. Ing. VBI Dipl.-Ing. Hirsch, Frankfurt a. M., über „Grundsätze zeitgemäßer Lüftung". Bei der Belüftung von Aufenthaltsräumen genügt es nicht, Luft irgendwie einzuführen. Sie muß vorher durch Reinigung, Kühlung oder Erwärmung, Trocknung oder Befeuchtung so aufbereitet werden, daß das „Raumwetter" Behaglichkeitsverhältnisse schafft. Die Körperentwärmung ohne Wärmestauung und Kältegefühl stellt den maßgebenden Faktor dar, demgegenüber das Festhalten an bestimmten Luftwechselzahlen veraltet ist. Reichlicher Luftwechsel vermeidet Unterschiede zwischen Zuluft und Raumluft, bedingt aber Maßnahmen für vollkommene Luftverteilung, um Zug zu vermeiden. Eine neuzeitliche Lüftungsanlage muß bei höchsten Ansprüchen selbsttätig, geräuschlos und billig arbeiten. Daß der Erfolg unserer Lüftungsanlagen bisher unbefriedigend ist, liegt nach Ansicht des Vortragenden daran, daß die Ausführung in der Regel nicht von dem berufenen Fachmann allein, sondern von Kreisen maßgebend beeinflußt wird, denen wohl die Stellung der Aufgabe, nicht aber ihre Lösung zukommt.

[1]) Siehe „Die Bautechnik" 1928, Heft 2, S. 21. — [2]) Ebenda 1924, Heft 2, S. 16. — [3]) Ebenda 1926, Heft 53.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Eisenbetonbogen für Brücken und ähnliche Bauwerke mit einer der Verschalung als Tragwerk dienenden Bewehrung. (Kl. 19d) Nr. 448 746 vom 21. 2. 1925, von Karl Johan Ljungberg in Stockholm. Die Bewehrung des Eisenbetonbogens besteht ganz oder teilweise aus kreisrunden Rohren mit großem Durchmesser und kleiner Wandstärke. Die Rohre *a* bilden die Gurtstäbe eines Fachwerkbogens, dessen Schrägen und Ständer *b* aus Blech und Formeisen bestehen. Dieser Fachwerkbogen bildet gegenüber dem fertigen Betontragwerk zunächst ein leichtes, jedoch steifes Gerippe. Nach Fertigstellung des Gerippes bildet es einen frei tragenden Bogen, dessen Tragfähigkeit zur Aufnahme der Lasten aus Eigengewicht und dem Gewicht der Rohrfüllung ausreicht. Die Rohre des Bogens werden hierauf mit Beton gefüllt, wobei das Eisengerippe als Tragwerk benutzt wird und die Rohrwände als Schalung dienen.



Personalnachrichten.

Preußen. Regierungsbaurat (W.) Schonk in Hannover ist zum Vorstand des (neuen) Wasserbauamts II in Hannover bestellt worden.

Versetzt: die Regierungsbaumeister (H.) Rihse von Berlin nach Homburg v. d. H., (W.) Koenig vom Wasserbauamt in Gleiwitz an die Oderstrombauverwaltung in Breslau.

Regierungsbaurat (W.) Heintze (beurl.) ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienst entlassen worden.

Lübeck. Oberbaurat Neufeldt ist zum Baudirektor der Wasserbauabteilung der Freien und Hansestadt Lübeck ernannt.

INHALT: Bahnweg Deutschland—Schweden mit besonderer Berücksichtigung des Umbaues der Fähranlagen bei Saßnitz. — Die Funktürme der Flughafen-Funkstelle in Köln-Niehl. — Die neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke. — Größte Momente und Querkräfte der Brücken für regelspurige Nebenbahnen. — Die Sängerbundesfesthalle in Wien. — Vermischtes: Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Technische Hochschule Darmstadt. — Technische Hochschule München. — Jubiläumstagung (25. ordentl. Mitgliederversammlung) des Vereins Beratender Ingenieure e. V. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 10. August 1928 | Heft 34

Alle Rechte vorbehalten.

Oberflächenteerung.

Von Oberbaurat Dr.-Ing. ehr. **Hentrich,** Düsseldorf.

Wenn eine chaussierte Straße, die leichteren, wenn auch lebhaften Verkehr vornehmlich gummibereifter Fahrzeuge hat und nicht in stärkerer Steigung als 1 : 8 liegt, den neuzeitlichen Ansprüchen dieses Verkehrs entsprechend hergerichtet werden soll, so ist das einfachste und wirtschaftlichste Mittel dazu die seit mehr als 20 Jahren bewährte Oberflächenteerung.

Man unterscheidet zwei Arten der Oberflächenbehandlung mit Teer: das meist gebrauchte Heißverfahren mit Straßenteer und das weniger gebräuchliche Kaltverfahren mit Teeremulsion.

Straßenteer wird hergestellt aus Steinkohlenrohteer, einem Nebenerzeugnis der trockenen Destillation von Steinkohle in Gasanstalten oder in Kokereien, der sich zusammensetzt aus 3 bis 5% Wasser, 0,5 bis 2% Leichtöl, 10 bis 15% Mittelöl, 8 bis 10% Schweröl, 18 bis 20% Anthracenöl und 55 bis 60% Steinkohlenteerpech. Im Pech befindet sich der sogen. „freie Kohlenstoff" mit 7 bis 30% der Pechmenge. Die Praxis hat ergeben — und die wissenschaftliche Forschung hat die Gründe dafür nachgewiesen —, daß von diesen Bestandteilen des Rohteers in gutem Straßenteer nur ganz bestimmte Mengen vorhanden sein dürfen. Je nachdem man diese bestimmte Zusammensetzung des Straßenteers durch Destillation des Rohteers oder durch Mischung seiner Einzelbestandteile herstellt, unterscheidet man den destillierten und den präparierten Straßenteer. Der „Teerausschuß" der Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau in Berlin-Charlottenburg hat im Dezember 1927 ein Merkblatt[1]) herausgegeben, in dem die Zusammensetzung guten Straßenteers genau angegeben ist. Es wird unterschieden zwischen Straßenteer I und Anthracenölteer (Pech-Anthracenöl-Mischung). Sie müssen folgenden Bedingungen entsprechen:

Bedingungen, die bei der Untersuchung zu erfüllen sind	Straßenteer I	Anthracenölteer 50/50	Anthracenölteer 60/40
Spez. Gew. bei 15 ° C nicht mehr als . . .	1,225	1,225	1,225
Wasser nicht mehr als .	1 Gew.%	1 Gew.%	1 Gew.%
Andere Destillate (Leichtöle unter 170 ° C) nicht mehr als	1 Gew.%	1 Gew.%	1 Gew.%
Destillate zwischen 170 bis 270 ° C (Mittelöle) innerhalb	12 bis 24 Gew.%	1 bis 15 Gew.%	1 bis 10 Gew.%
Destillate zwischen 270 bis 300 ° C (Schweröle) innerhalb . . .	4 bis 12 Gew.%	4 bis 12 Gew.%	4 bis 12 Gew.%
Phenole nicht mehr als	5 Vol.%	3 Vol.%	3 Vol.%
Naphthalin nicht mehr als	5 Gew.%	3 Gew.%	3 Gew.%
Freier Kohlenstoff . .	5 bis 18 Gew.%	5 bis 18 Gew.%	5 bis 18 Gew.%
Viskosität nach Hutchinson	3 bis 15 Sek.	1 bis 15 Sek.	20 bis 80 Sek.
Pechgehalt	55 bis 65 Gew.%	45 bis 55 Gew.%	55 bis 65 Gew.%

Unter Pechgehalt ist dabei der bei der Destillation bis auf normales (bei 60 bis 75 ° C erweichendes) Pech verbleibende Destillationsrückstand verstanden. Von den Pech-Anthracenöl-Mischungen verwendet man die dünnflüssigere 50/50 am besten zu erstmaliger Teerung, weil sie tiefer in das Steingerüst der Straßendecke eindringt, die dickflüssigere 60/40 zu wiederholten Teerungen. Außer diesen genormten Straßenteeren, die heute von allen deutschen Großdestillationen hergestellt werden, sind auch noch mancherlei Sondererzeugnisse im Gebrauch, deren Zusammensetzung von den Herstellern meist als Geheimnis gehütet wird. Man setzt dem Straßenteer wohl auch noch eine gewisse Menge — zweckmäßig nicht mehr als 15% — von Asphalt oder Erdölbitumen zu. Er erhält dadurch eine erhöhte Zähflüssigkeit und widersteht besser dem Weichwerden bei Hitze und dem Brüchigwerden bei Frost.

Teeremulsionen sind Gemenge von Straßenteeren der vorbeschriebenen Art und Wasser, in denen der Teer unter dem Einfluß bestimmter chemischer Mittel (Emulgatoren) in feinster Tropfenform im Wasser verteilt schwebt. Bringt man die Emulsion in dünner Schicht an die Luft, so „bricht" sie, d. h. die Teertröpfchen scheiden sich vom Wasser und treten wieder zu einer Einheit zusammen. Die meisten Teeremulsionen haben vor dem Straßenteer den Vorzug, daß sie sich kalt einbauen lassen und auch an feuchtem Gestein haften. Sie sind indessen gegen ihn im Nachteil durch den auf den Teergehalt bezogenen höheren Preis, der bedingt ist durch die Kosten des Emulgierens und durch die Transportkosten des meist 50%igen Gehaltes an Wasser, das bei der Teerung ausgeschieden wird und daher für sie wertlos ist.

Eine Straße, die Oberflächenteerung, sei es im Heiß-, sei es im Kaltverfahren, erhalten soll, muß selbstverständlich zunächst genügend stark und fest sein, daß sie ihren Verkehr sicher tragen kann. Sodann muß ihre Decke in tadellosem baulichem Zustande, vor allem gut profiliert sein. Das beste Quergefälle liegt zwischen 1 : 40 und 1 : 50. Alte Straßen, die geteert werden sollen, aber diesen Forderungen nicht vollkommen entsprechen, müssen vor der Teerung unbedingt in diesen Zustand versetzt werden, wenn nötig durch Aufreißen und Neuwalzen unter Zusatz von frischem Schotter, Splitt und lehmfreiem Sand. Decken, die so neu hergerichtet sind, sollen aber, ebenso wie Neubauten, erst einige Zeit im Verkehr gelegen haben, ehe sie geteert werden, damit ihr Steingerüst sich vorher gut und fest eingefahren hat.

Die zu teerende Straßendecke muß dann unmittelbar vor der Teerung aufs sorgfältigste gereinigt, d. h. von allem anhaftenden Schmutz und Staub gesäubert werden. Meist geschieht dies durch Kehren, von Hand oder mit Kehrmaschinen, zunächst zur Beseitigung des groben Schmutzes mit harten Besen, dann zur Beseitigung des feinen Staubes mit weichen Haarbesen. Man spritzt wohl auch die Straßenoberfläche mit Druckwasser aus. Neuerdings führen sich auch besonders für die Säuberung konstruierte Staubsaugemaschinen ein.

Auf die so sorgfältig vorbereitete und gereinigte Fahrbahndecke kann man nunmehr, nachdem man die Straße vom Verkehr abgesperrt hat, den Straßenteer aufbringen.

Arbeitet man, wie es gewöhnlich geschieht, im Heißverfahren, so muß die Fahrbahndecke beim Teeren vollkommen trocken sein. Straßen in feuchter Lage sind deshalb auch für Heißteerung wenig geeignet. Man teert am besten bei warmem, möglichst sonnigem Wetter. Vor Anfang März und nach Ende Oktober sollte man Heißteerungen keinesfalls ausführen und auch sonst nicht bei Nachtfrostgefahr. Bevor der Teer auf die Straße gebracht wird, muß er soweit erwärmt werden, daß er gut fließt. Am zweckmäßigsten sind Temperaturen zwischen 120 und 150 ° C. Je kälter Luft und Straße sind, um so wärmer soll der Straßenteer sein. Zur Erwärmung und Verteilung des Teers auf die Straße benutzt man je nach dem Umfange der Arbeit einfaches Handgerät oder Teersprengwagen bis hinauf zum großen Kraftfahrzeug. Das einfachste Gerät ist der sogen. Teerkocher, ein auf einem eisernen Fahrgestell stehender oder liegender heizbarer Kessel von 250 bis 500 l Inhalt mit Doppelmantel und Deckel. Der Kessel muß mit einem Thermometer ausgerüstet sein, das während der Arbeit dauernd zu beobachten ist. Der erhitzte Teer wird entweder aus einem am Kesselboden angebrachten Hahn in 12-l-Kannen abgefüllt, von Hand über die Straßenfläche ausgegossen und mit Besen in die Straßenoberfläche hineingearbeitet, oder mittels einer kleinen Druckpumpe durch ein Sprengrohr mit Düse auf die Straßendecke aufgespritzt. Man teert mit solchem Gerät stündlich 150 bis 300 m². Größere Leistungsfähigkeit — 800 bis 1000 m²/Std. — haben die von Pferden oder Treckern gezogenen heizbaren Teersprengwagen, die etwa 1500 l Teer fassen. Sie versprengen den Teer meist aus Düsenrohren, hinter denen Besen angebracht sind, die für möglichst gleichmäßige Verteilung des Teers sorgen. Für besonders umfangreiche Teerungen baut man besondere Kraftsprengwagen, deren Kessel 3 bis 4 m³ Inhalt haben und entweder mit einer Ölfeuerung zur Erhitzung des Teers ausgerüstet sind, oder, wenn sie die Teerfüllung bereits heiß erhalten, zum Warmhalten eine Heizschlange haben, durch die die heißen Abgase des Motors nach Bedarf hindurchgeführt werden. Die Motorsprengwagen verteilen den Teer meist unter Druck durch Brausen.

Der Teerverbrauch für die Oberflächenteerung ist verschieden je nach der Dichtigkeit des Steingerüstes der zu teerenden Straßendecke, und je nachdem es sich um eine erstmalige oder um wiederholte Teerungen handelt. Bei erstmaliger Teerung muß man mit einem Verbrauch von 1,5 bis 3 kg/m² rechnen, bei wiederholter kommt man mit 0,5 bis 1 kg/m² aus. Man darf nicht mehr Teer aufgeben, als die Straßendecke gut aufnimmt.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 13.

Die fertig geteerte Straßenoberfläche wird, wenn der Teer „angezogen" hat, mit einer dünnen Lage von reinem und trockenem Hartsteinsplitt der Korngröße 2 bis 15 mm abgedeckt, der dann zweckmäßig mit einer leichten Walze von 3 bis 5 t Gewicht angedrückt wird. Man braucht etwa 0,60 bis 0,75 m³ Splitt auf 100 m² Straßenfläche. Sobald der Splitt aufgebracht ist, kann die Straße dem Verkehr übergeben werden.

Bei dem weniger gebräuchlichen Kaltverfahren wird die Teeremulsion entweder von Hand mit Kannen über die ebenfalls sorgfältig vorbereitete Straßenoberfläche ausgegossen, oder man versprengt sie aus einem mit einem Rührwerk ausgerüsteten Sprengwagen. Sobald die Emulsion „gebrochen" ist, wird auch hier die Decke abgesplittet.

Vorbedingung für die Haltbarkeit einer Oberflächenteerung sind neben sachgemäßer Herstellung gute Wartung und Pflege. Je besser diese sind, je schneller etwa auftretende Wunden oder Fehlstellen nachgeteert und nachgesplittet werden, um so besser und um so länger wird die Decke halten. Man kann unter normalen Verhältnissen damit rechnen, daß eine gut hergestellte und gut unterhaltene Oberflächenteerung 1 bis 2 Jahre hält, bevor sie erneuert zu werden braucht. Bei stärkerem Verkehr ist allerdings für das erste Jahr eine zweimalige Teerung zu empfehlen, von denen die erste möglichst zeitig im Frühjahr und die zweite im Herbst vorzunehmen ist.

Die Kosten einer erstmaligen Teerung einschließlich der Kosten der Reinigung der Fahrbahndecke, jedoch ohne die ihrer vorherigen Instandsetzung betragen 0,60 bis 0,80 R.-M./m², die einer wiederholten Teerung 0,40 bis 0,60 R.-M./m². Besonders sei noch darauf hingewiesen, daß, so einfach die Oberflächenteerung zu sein scheint, sie doch, wenn sie gut geraten soll, eine ganze Menge von Fachkenntnissen und praktischen Erfahrungen voraussetzt. Man sollte deshalb, wenn man kein Personal hat, das über diese Kenntnisse und Erfahrungen verfügt, die Teerungsarbeit nur durch bewährte Spezialfirmen ausführen lassen, deren es heute in Deutschland eine genügend große Zahl giebt.

Alle Rechte vorbehalten.

Maschinen für den Straßenbau und die Straßenpflege.

Von Dipl.-Ing. **Castner**, Berlin.

Die für den Bau und die Unterhaltung neuzeitlicher Straßen benutzten Maschinen sind viel zahlreicher und mannigfaltiger, als allgemein angenommen wird. Jedenfalls spielt dabei sowohl die Gegend, in der, als auch der Boden, auf dem die Straße gebaut werden soll, eine wichtige Rolle. Aber auch der mit der Straße beabsichtigte Zweck, sowie die Art und die Dichte des über sie zu leitenden Verkehrs müssen dabei berücksichtigt werden. Sie sind vor allem maßgebend für die Art der Straßenbefestigung, von der wiederum die Art der erforderlichen Maschinen abhängt. Ähnlich liegen die Verhältnisse bei der Unterhaltung und der Pflege der Straßen.

Die Antriebskraft richtet sich teils nach der Art und dem Verwendungszweck der Maschine, teils aber auch nach dem Verwendungsort. Sicher ist nur das eine, daß nämlich handbetätigte Maschinen ihrer geringen Leistungsfähigkeit und ihres unwirtschaftlichen Betriebes wegen immer mehr verschwinden. Der Entwicklung der Technik folgend, ist es erklärlich, daß zunächst der Dampfmaschine als Kraftquelle der Vorzug gegeben wurde. An ihre Stelle tritt heute, ihres einfacheren und wirtschaftlicheren Betriebes sowie ihrer größeren Unabhängigkeit von bestimmten festverlegten Leitungen und ihrer größeren Beweglichkeit und Freizügigkeit halber mehr und mehr die Verbrennungskraftmaschine. Wo elektrischer Strom in erreichbarer Nähe ist, kann man natürlich auch ihn als Antriebskraft ausnutzen. Ferner wendet man sich heute, sowohl bei den Vorbereitungs- als auch bei den eigentlichen Straßenbauarbeiten immer mehr vom Schienenfahrzeug ab und bedient sich der an keine festen Gleise gebundenen und an das Gelände anpassungsfähigeren Elektrokarren bezw. Elektroschlepper und der Lastkraftwagen. Auch die sehr leistungsfähigen und wirtschaftlich arbeitenden Zugmaschinen kommen insbesondere bei der Lastenförderung immer häufiger zur Anwendung. Bei schweren, selbstfahrenden Maschinen finden wiederum die Raupenantriebe immer zahlreichere Freunde.

Zu den Vorarbeiten für den eigentlichen Straßenbau — die Vermessungs- und Absteckungsarbeiten kommen an dieser Stelle nicht in Frage — gehören die Erdarbeiten. Während man früher sich in der Hauptsache darauf beschränkte, den festgelegten Straßenquerschnitt möglichst genau einzuhalten, um ein leichtes und sicheres Fahren zu ermöglichen und gleichzeitig eine gute Entwässerung der Fahrbahn zu erhalten, in der Längsachse dagegen, abgesehen von der Beseitigung geringfügiger Unebenheiten, den Steigungen und Gefällen des hügeligen Geländes zu folgen, um allzu umfangreiche Erdbewegungen und die damit verbundenen Kosten zu ersparen, schreckt man heute nicht mehr davor zurück, hohe Dämme aufzuschütten oder tiefe Einschnitte herzustellen, ja sogar einen ganzen Berg abzutragen und so das gesamte Landschafts- oder Städtebild an solcher Stelle grundlegend zu ändern. Ein Beispiel hierfür bietet die vor wenigen Jahren durchgeführte nahezu vollständige Beseitigung des am „Spandauer Bock" an der von Charlottenburg-Westend über Ruhleben nach Spandau führenden Chaussee gelegenen Sandberges. Dieser bildete mit seiner langen und recht erheblichen Steigung bei dem immer enger werdenden Zusammenwachsen der beiden Nachbarstädte und dem sich daraus ergebenden immer lebhafteren Verkehr ein störendes Hindernis, das namentlich bei regnerischem Wetter und Glatteis eine Quelle mancher Unfälle war, und dessen Beseitigung der fortgesetzt zunehmende Straßenbahn- und Kraftverkehr unabweislich forderte. Dem heutigen Bestreben folgend, die Straße auch in ihrer Längsrichtung möglichst eben zu gestalten oder doch wenigstens lange und leicht zu überwindende Gefälle herzustellen, dagegen schroffe Unebenheiten möglichst zu vermeiden, entschloß man sich kurzerhand zur Abtragung des Berges in voller Straßenbreite von über 30 m. Trotz der gewaltigen zu bewegenden Erdmassen und trotz der Behinderung durch den Straßenbahnverkehr, der keinen Augenblick unterbrochen werden durfte — handelt es sich doch um eine der wichtigsten Ausfallstraßen —, wurden die gesamten Erdarbeiten in wenigen Monaten durchgeführt.

Die wichtigsten Maschinen, die für die Erdbewegung in Frage kommen, sind die Trockenbagger, die als Eimerketten- oder als Löffelbagger gebaut werden. Stellte man sie früher ausschließlich auf ein Fahrgestell, das mit Spurkranzrädern auf einem Schienengleis entweder mit eigener Kraft oder mit fremder Hilfe dem Fortschreiten der Arbeiten folgend weiterbewegt werden konnte, so gibt man heute mehr und mehr dem Raupenkettenfahrwerk den Vorzug. Dies hat den Vorteil, daß die Maschine nicht mehr an bestimmte Bahnen gebunden ist, sondern sich mit eigener Kraft dorthin bewegen kann, wo sie gerade gebraucht wird. Die für das Verlegen und Wiederaufnehmen der Gleise erforderliche Zeit und Arbeit, wie auch namentlich die während des Verholens unvermeidliche Arbeitspause fallen somit fort. Es tritt also, insbesondere auf großen Baustellen, entweder eine Ersparnis an Arbeitsmaschinen oder aber eine entsprechende Steigerung der Arbeitsleistung ein.

Die Eimerkettenbagger können als Tief-, aber auch als Hochbagger arbeiten. Der Unterschied besteht darin, daß sie im erstgenannten Falle auf der oberen Sohle stehen und diese an der Böschung abbauen, während sie im anderen Falle sich auf der Sohle des Einschnittes befinden und mit aufwärts gerichteter Eimerleiter die Böschungen abheben. Ihr Betrieb läuft ununterbrochen, so daß eine gleichmäßige Belastung der Antriebsmaschine erreicht ist. Als solche dient ein Elektro- oder ein Rohölmotor; größere Maschinen werden wohl auch durch Dampfkraft angetrieben. Die Eimerleiter wird zweckmäßig für Parallelschnitt eingerichtet. Hierbei liegt die Leiter stets in ganzer Länge auf der Böschung auf, wodurch das Material in dünnen Schichten abgeschabt und gleichzeitig vorzerkleinert wird. Dies ist besonders dann sehr angenehm, wenn die gewonnenen Bodenmassen z. B. zur Herstellung von Steinen verwendet werden sollen. Eine Sonderausführung des Eimerkettenbaggers ist der auf Raupenbändern bewegliche Grabenbagger (Abb. 1), der zum maschinellen Ausheben von Gräben für die Verlegung von Rohrleitungen, Kabeln usw. dient.

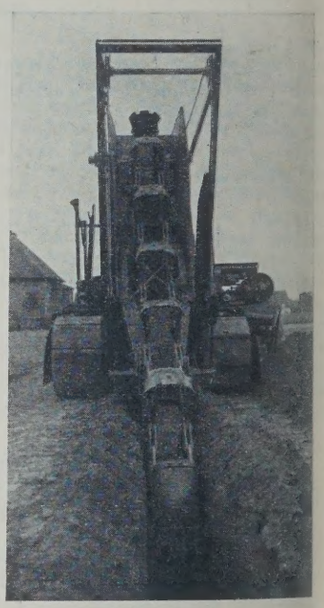


Abb. 1. Grabenbagger auf Raupenbändern. Weserhütte A.-G., Bad Oeynhausen.

Ihnen gegenüber stehen die Löffelbagger, die nur als Hochbagger Verwendung finden können. Die Arbeitsweise ist derart, daß der Löffel von etwa 0,5 bis 1 m³ Inhalt durch Aufwärtsgleiten des Schnabels an der Böschung gefüllt wird. Ist dies geschehen, so wird der maschinell verstellbare Ausleger so weit geschwenkt, bis der Löffel sich über einem bereitstehenden Transportwagen befindet. Durch Öffnen der Löffelklappe, die entweder durch eine einfache Verriegelung gehalten oder durch Druckluft betätigt wird, wird der Löffel entleert. Wurde früher für jede der verschiedenen Arbeitsbewegungen eine besondere Antriebsmaschine bezw. ein besonderer Motor benutzt, so neigt man sich heute mehr dem Einmaschinen- bezw. Einmotorenantrieb zu. Auch hier findet die Aufstellung

der Maschine auf Raupenbändern immer häufigere Anwendung. Dabei ist darauf zu achten, daß durch Einbau breiter Raupenbänder eine möglichst geringe Bodenpressung erzielt wird, wobei durch Verwendung mehrerer Tragrollen für eine gleichmäßige Bodendruckverteilung gesorgt werden soll. Zum Unterschiede vom Eimerbagger arbeitet der Löffelbagger stoßweise, und zwar mit zwei bis vier Spielen in der Minute.

Eine Maschine, die auch zur Bewältigung der Erdarbeiten in immer größerem Umfange herangezogen wird, ist der Gurtförderer, der ganz be-

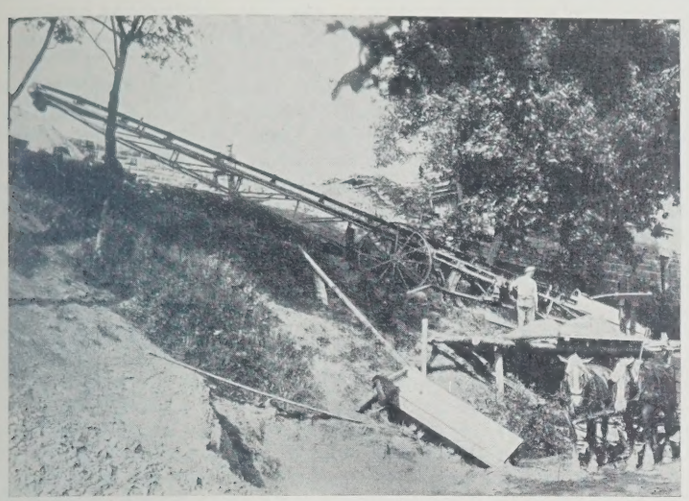


Abb. 2. Gurtförderer. Weserhütte A.-G., Bad Oeynhausen.

sonders geeignet ist, den kostspieligen Handbetrieb am besten und wirtschaftlichsten zu ersetzen und somit den ganzen Betrieb zu verbilligen. Von den drei Ausführungen dieser leistungsfähigen, leicht beweglichen und unverwüstlichen Maschinen kommt für die Zwecke des Straßenbaues in der Regel nur der Höhenförderer (Abb. 2) in Frage, während der Eisenbahnwagen-Be- und Entlader nur in vereinzelten Sonderfällen eine Verwendungsmöglichkeit finden dürfte. Die mit ersterem erreichbare Förderhöhe beträgt gewöhnlich 5 m; er kann aber unter Umständen auch für größere Höhen eingerichtet werden. Außerdem hat man es in der Hand, durch Hintereinanderschalten mehrerer Gurtförderer beliebige Höhen zu überwinden. Durch eine Winde läßt sich der Kopf des Höhenförderers leicht in jede Höhenlage bringen, während der Fußpunkt zur Erleichterung des Beschickens stets auf Flurhöhe bleibt. Jeder Förderer wird mit einem besonderen Elektro- oder Verbrennungsmotor als Antriebsmaschine ausgestattet und bildet somit eine für sich vollkommen selbständige Vorrichtung. Die aus Balatagummi, Drahtgewebe oder ähnlichen Stoffen bestehenden Fördergurte haben eine Breite von 400 bis 600 mm und sind gegen alle Beanspruchungen sehr widerstandsfähig. Trotz hoher Leistungsfähigkeit hält sich der Verschleiß in erträglichen Grenzen, namentlich dann, wenn für guten, ruhigen Lauf und gute und reichliche Unterstützungsrollen gesorgt ist. Mit Hilfe von Gurtförderern kann jedes beliebige Schüttgut befördert werden, so daß sich für diese Maschinen auch im Straßenbau ein ausgedehntes Verwendungsfeld bietet.

Die von den genannten Maschinen geförderten Bodenmassen werden auf geeignete Fahrzeuge geladen, um dorthin geschafft zu werden, wo man ihrer bedarf. Bei Straßenbauten innerhalb der Städte und Ortschaften, bei denen die zu bewegenden Bodenmassen in der Regel nicht allzu umfangreich sind, haben das die Lastkraftwagen mit ihren Anhängern übernommen. Ihre Leistungsfähigkeit erfährt durch die Verwendung von Kasten- oder Muldenkipper-Aufbauten noch eine beträchtliche Steigerung. Hierdurch wird auch die Wirtschaftlichkeit der Arbeitsausführung in günstigem Sinne beeinflußt. Handelt es sich um die Beseitigung sehr geringer Bodenmassen oder um das Heranschaffen von Straßenbaustoffen, so gibt man heute vielfach den mit entsprechenden Aufbauten ausgestatteten Elektrokarren den Vorzug vor Lastkraftwagen, weil sie auch auf sehr beengtem Raume noch sicher verkehren können. Wird auf einer Baustelle eine größere Anzahl Elektrokarren — die heute bereits für Tragfähigkeiten bis zu 2500 kg gebaut werden — oder Elektroschlepper — die imstande sind, angehängte Lasten bis zu einem Gesamtgewicht von 8000 kg zu befördern — beschäftigt, so ist es zweckmäßig, für die Aufladung deren Speicherbatterien eine eigene Ladestelle einzurichten (Abb. 3). Hier finden die Fahrzeuge während der Nacht ein geschütztes Unterkommen und erhalten gleichzeitig unter Ausnutzung des verbilligten Nachtstromes die für den nächsten Tag notwendige Betriebskraft. Sind auch diese kleinen, ausgezeichneten Fahrzeuge in der Regel mit Gummirädern zum Fahren auf der Straßenfläche versehen, so sind doch neuerdings auch gleichartige Fahrzeuge auf dem Markte erschienen, die sich auf gewöhnlichen Feldbahngleisen fortbewegen können. Die Elektrokarren und -schlepper haben den Kraftwagen gegenüber noch den weiteren Vorzug, daß sie auch von ungelernten Leuten bedient werden dürfen, die keinen Führerschein nötig haben.

Beim Bau von Landstraßen bilden die Feldbahnen in ihren verschiedenen Spurweiten das beliebteste und am meisten benutzte Fördermittel. Auch hier ist man bestrebt, Menschen- und Tierkraft mehr und mehr bei der Fortbewegung der Wagen — abgesehen von einigen Fahrzeugen für bestimmte Sonderzwecke fast ausschließlich Kippwagen — auszuschalten und durch Maschinen zu ersetzen, und zwar statt der Dampflokomotiven in immer größerem Umfange durch Motorlokomotiven, gelegentlich wohl auch durch elektrische Lokomotiven. Je nach Umfang der Arbeiten, Länge der Förderbahn, Art der verwendeten Zugmaschine und Gewicht der Wagen richtet sich auch die Schwere und die Ausführung der Gleise. Dabei muß stets darauf geachtet werden, daß, um einen unbehinderten und möglichst ununterbrochenen Betrieb zu erreichen, eine ausreichende Anzahl von Weichen und Drehscheiben vorhanden ist. Letztere kommen in der Hauptsache nur für handbetriebene Feldbahnen von geringer Länge in Frage. Besonders bewährt sich dabei eine neuartige Kletterdrehscheibe, die ohne besondere Umstände und ohne festgeschraubt zu werden, einfach auf das Gleis gelegt wird, und die ein Abzweigen nach jeder gewünschten Richtung gestattet. Die sanfte, geringe Steigung ermöglicht ein leichtes und stoßfreies Auffahren. Die Drehscheibe besteht aus zwei kräftig gekümpelten Stahlplatten, die durch einen Drehzapfen zusammengehalten werden. Empfindliche Teile, wie Rollen, Kugeln und dergl., sind bei ihr nicht vorhanden. Infolge ihres geringen Gewichtes kann sie von einem Manne getragen werden. Als Zugmaschine für Feldbahnen bewährt sich neuerdings auch ein Diesel-Triebwagen. Der wassergekühlte Einzylinder-Zweitaktmotor verfügt über eine Kraftreserve, die sich besonders bei der Überwindung langer, anhaltender Steigungen günstig auswirkt. Das Fehlen jeglicher Ventile, die einfache Bauart der Brennstoffdüse, die Entbehrlichkeit der Lötlampe zum Anwärmen machen ihn für die Verwendung auf entlegener Straßenbaustelle besonders geeignet. Das Kühlwasser wird durch einen mit Ventilator ausgerüsteten Lamellenkühler durch eine besondere Pumpe gedrückt, so daß der Motor selbst in der heißesten Jahreszeit und bei stärkster Beanspruchung nicht heiß wird, sondern seine volle Leistung hergibt. Durch die günstige Schwerpunktlage liegt der Triebwagen sicher im Gleis. Der in der Mitte angeordnete Führersitz gestattet eine bequeme Bedienung und eine klare Sicht nach allen Seiten. Die unverwüstliche Kupplung und das im Ölbade laufende Dreiganggetriebe verdienen noch besonders hervorgehoben zu

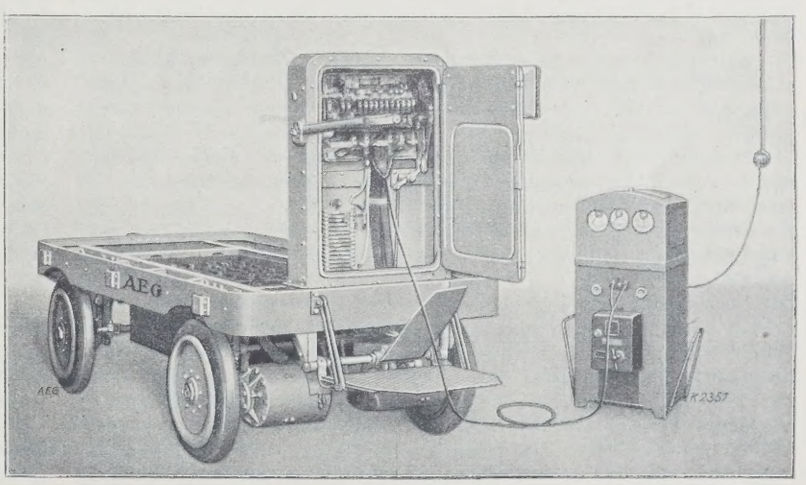


Abb. 3. A. E. G. Berlin NW, Elektrokarren.
Batterie-Ladevorrichtung und Steuerorgane.

werden. Der Wagen läuft 4, 8 und 12 Stundenkilometer. Er gestattet demnach eine größere Geschwindigkeit für Leerzüge, also eine bessere Ausnutzung des Wagenparks unter Vermeidung aller unnötigen Betriebspausen, kurz: erhöhte Wirtschaftlichkeit. Jede Achse wird von dem in der Mitte des Wagens liegenden Getriebe aus durch eine besondere Kette angetrieben. Der Wagen ist ferner mit einer vierklotzigen Bremse ausgerüstet. Neben seiner großen Leistungsfähigkeit zeichnet er sich aus durch einfache Bedienung und stete Betriebsbereitschaft.

Unter den Fahrzeugen stehen immer noch die eisernen Muldenkipper an erster Stelle. Selbstverständlich sind auch an ihnen im Laufe

der Jahre eine Reihe von Verbesserungen in bezug auf die Ausführung und die verwendeten Werkstoffe vorgenommen worden. Da es sich hier um sehr rauhe Betriebe handelt, müssen sie mit besonderer Sorgfalt aus besten Werkstoffen, unter denen der Stahl in verschiedener Form die Hauptrolle spielt, hergestellt werden. Um ein allzu häufiges Entgleisen zu verhüten, ist es ratsam, die Räder mit breiter Lauffläche zu versehen. Die Anbringung eines das selbsttätige Entkuppeln und dadurch allzu leicht entstehende Unfälle verhindernden Sicherheitszughakens ist gleichfalls zu empfehlen. Besonderer Wert muß auch auf die Auswahl der Lager für die Fahrzeuge gelegt werden. Schmiedeiserne Lager sind schon ihrer größeren Haltbarkeit wegen den gußeisernen unbedingt vorzuziehen. Ein einfaches, möglichst gut abgedichtetes Rollenlager, bei dem die Achsen immer im Fett laufen, gewährleistet einen zuverlässig leichten Lauf und Schmiermittelersparnis. Seine gute Beschaffenheit und seine Widerstandsfähigkeit überträgt sich naturgemäß auch auf die Radsätze.

Während Motorlokomotiven auch bei kürzeren Förderwegen Wirtschaftlichkeit gewährleisten, ist dies bei Dampflokomotiven nicht der Fall. Man wird daher in der Regel ersteren den Vorzug geben, zumal auch die Bereithaltung und Heranschaffung der erforderlichen Betriebstoffe viel geringere Schwierigkeiten bereitet. Die Verwendung elektrischer Speicherlokomotiven kommt ihres großen Gewichtes wegen für Feldbahnbetriebe, zu denen ja auch die bei Straßenbauten benutzten Bahnen gehören, nicht in Frage. Elektrische Lokomotiven mit Fahrdrahtleitung und Stromabnahme durch Bügel oder Rolle sind wegen der Umständlichkeit ihrer Verlegung sowie wegen der Unfallmöglichkeiten ebenfalls nicht zu empfehlen.

Unmittelbarer Bahnanschluß wird für Straßenbauten nur verhältnismäßig selten in Betracht kommen, nämlich nur dann, wenn es sich um die Beförderung sehr großer Bodenmassen handelt, die in der Nähe zu anderen Bauzwecken weitere Verwendung finden können. Dann müssen auch die erforderlichen Verladeeinrichtungen vorgesehen werden, wie Rutschen in Verbindung mit Bunkern, Krane oder dergl. Als solche lassen sich z. B. die erwähnten, auf Raupenbändern fahrbaren Löffelbagger ausgezeichnet verwenden, die sich durch geringe Änderungen in Greiferkrane oder auch in solche verwandeln lassen, die mit irgend einem anderen Krangeschirr arbeiten können. Auch die besprochenen Gurtförderer sind für diese Zwecke ausgezeichnet geeignet. Die Hauptsache ist, daß die Einrichtungen möglichst leicht ortsbeweglich sind, damit sie den fortschreitenden Arbeiten folgen können und nicht durch allzu weite Anfahrwege die Wirtschaftlichkeit des Baues ungünstig beeinflußt wird. Deshalb wird der Bahnanschluß sich auch nur dort vom wirtschaftlichen Standpunkte aus rechtfertigen lassen, wo entweder die Bahn selbst Abnehmerin für die geförderten Erdmassen ist oder wo ein Anschlußgleis in unmittelbarer Nähe neben der auszubauenden Straße herläuft. Ähnlich, nur gewöhnlich erheblich einfacher liegen die Verhältnisse bei der Möglichkeit, die überflüssigen Bodenmengen auf dem Wasserwege abzubefördern.

Schotter in den verschiedensten Größen wird im Straßenbau in sehr großen Mengen gebraucht, und zwar ist es dabei ziemlich gleichgültig, ob es sich um Straßen innerhalb der Städte und Ortschaften handelt, die später gepflastert oder asphaltiert werden sollen, oder um Landstraßen; denn auch die Betonunterlagen unserer heutigen Asphaltstraßen verschlingen gewaltige Schottermengen. Hierzu treten ferner die sehr erheblichen Mengen Bruchsteine, die als unterste Grundlage für die am schwersten belasteten Großstadtstraßen erforderlich werden, um eine möglichst lange Haltbbarkeit des darüberliegenden Pflasters bezw. der Asphaltdecke zu erzielen. Besondere Sorgfalt erfordert die Herstellung des Gleiskörpers für die Straßenbahn in solchen Straßen, die einen sehr starken Verkehr zu bewältigen haben, der sich auf den asphaltierten Fahrdämmen abwickelt, zwischen denen die Straßenbahngleise aber nicht in besonderem Bahnkörper liegen. Hier wird neuerdings der Raum zwischen den Gleisen mit einem Kopfsteinpflaster ausgefüllt, um die Vornahme etwa notwendig werdender Instandsetzungsarbeiten an den Gleisen zu erleichtern. Um Längsrisse im Pflaster durch die Erschütterungen der schweren Straßenbahnwagen zu verhüten, muß auch in diesen Fällen auf die Herstellung des Unterbaues die größte Sorgfalt verwendet werden. Eine dichte Schicht hochkant gestellter Bruchsteine bildet in solchen Fällen die beste und zuverlässigste Grundlage.

Wenn auch die weitaus größte Menge der Bruchsteine und des Schotters in verwendungsbereitem Zustande von den Steinbrüchen bezw. den ihnen benachbarten Schotterwerken bezogen wird, so gibt es zahlreiche Fälle, in denen Straßenbau-Unternehmer ihren Bruchstein- und namentlich ihren Schotterbedarf durch eigene Erzeugung decken. Dieser Fall tritt nicht nur dort ein, wo die Straßen durch Felsengebirge gesprengt werden müssen und wo es sich darum handelt, das Sprenggut für eine Verwendung im Flachlande brauchbar zu machen, sondern auch in ebenen Gegenden und besonders in größeren Städten entstehen große Mengen von Abfallmaterial, das, in Schotter verwandelt, sich gut zur Betonbereitung eignet. Aus diesem Grunde müssen die zur Herstellung von Schotter dienenden Maschinen — es handelt sich in der Hauptsache um Steinbrecher, Sieb- und Waschtrommeln — zweifellos heute auch mit zu den Straßenbaumaschinen gerechnet werden.

Bei den Schotteranlagen ist zwischen ortsfesten und fahrbaren zu unterscheiden. Die ortsfesten Anlagen finden sich nur in Steinbrüchen und den diesen angegliederten Schotterfabriken, während fahrbare Anlagen für die Straßenbauarbeit ausschließlich in Frage kommen, weil sie jederzeit dorthin gebracht werden können, wo man ihrer bedarf, und weil sie ihres verhältnismäßig geringen Platzbedarfes wegen bei Ausführung umfangreicher Straßenbauten mit dem Fortschreiten der Arbeiten verlegt werden können. Zweckmäßig baut man heute die vollständige Anlage auf einem entsprechend zugerichteten Kraftwagen-Fahrgestell auf, wobei der Fahrzeugmotor zugleich die Antriebskraft für die Anlage liefert.

Bei den neuesten Schotteranlagen geschieht die Beförderung der zu brechenden Steine auf die Aufgabebühne des Brechers bezw. in das Brechmaul durch einen nach Art der Gurtförderer eingerichteten Steinaufzug. Dieser besteht aus einzelnen starken eisernen Platten, von denen ein Teil mil Mitnehmern versehen ist. Diese einzelnen Platten sind durch Ketten miteinander verbunden. Die Kette hat Rollen, durch die der aufsteigende Strang zwecks Verminderung des Kraftbedarfes geführt wird. Der heruntergehende Strang läuft frei herab. Durch sein Gewicht entsteht zugleich selbsttätig die richtige Spannung des Bandes. Zweckmäßig wird der Aufzug an das Fahrgestell angebaut. Der Antrieb geschieht vom Vorgelege der Sortiertrommel aus oder, falls die Anlage eine solche nicht haben sollte, vom Steinbrecher aus. Die Platten mit den Mitnehmern legen sich beim hinaufgehenden Strange in Verbindung mit den starken eisernen Seitenwänden so, daß Kasten entstehen. Die aufgeworfenen Steine legen sich in diese Kasten und werden so nach oben befördert. Die einzelnen Platten sind in gewissen Zwischenräumen angeordnet, so daß bei besonders großen Steinen sich der Kasten einfach von selbst ändert und anpaßt. Oben fallen die Steine auf eine nach dem Brechmaul führende Schurre. Bei richtiger Bedienung arbeitet der Steinaufzug so, daß ein Bedienungsmann oben auf der Bühne zeitweilig oder auch ganz erspart wird.

Als Steinbrecher hat sich ein Backenbrecher mit doppelseitig schwingender und dabei reißender Schwinge zur Vor- bezw. Grob- und zur Feinzerkleinerung gut bewährt. Bei diesem Steinbrecher ist die Schwinge mit der Brechbacke oben anstatt auf einer Welle auf einem Exzenter aufgehängt, das von der Antriebwelle durch Zahnradübertragung angetrieben wird. Hierdurch erhält die schwingende Brechbacke neben der einfachen pendelnden Bewegung noch eine doppelseitig schwingende und schlagende, und zwar so, daß die schwingende Brechbacke im oberen Teil, wo sie also bei den gewöhnlichen Brechern ruhig gehangen hat, entsprechend der Umdrehungszahl fortwährend nach vorwärts, also nach der feststehenden Brechbacke zu drückt, dann in der vollen Länge der Brechbacke nach unten drückt bezw. reißt, und sich dann wieder von unten heraus nach hinten und oben bewegt. Durch das Vorwärtsdrücken faßt die Brechbacke den rohen, also vollkommen unzerkleinerten Stein und drückt ihn gegen die feststehende Brechbacke, wodurch er nach allen Richtungen hin platzt. Sofort nach diesem Zusammenquetschen drückt bezw. reißt dieser Steinbrecher die ganz zusammengedrückte Masse in sich scharf, aber dabei nur kurz und schlagartig nach unten. Diesen Angriffen ist aber selbst der härteste und festeste Stein nicht mehr gewachsen. Das Ergebnis ist ein vorzüglicher und gleichmäßiger Schotter für den Straßenbau. Zur Herstellung eines kantigen, voll durchgerissenen Feinsplitters für Teer- und Bitumen-Straßendecken, sowie für Feinbetonausführungen bedient man sich an Stelle des beschriebenen eines Doppelsteinbrechers, der ein körniges Erzeugnis ohne besonders erheblichen Mehlanfall liefert.

Vom Steinbrecher aus gelangen die gebrochenen Steine bei der besprochenen Schotteranlage durch eine Schurre selbsttätig in den Sortierzylinder, der das Brechgut in die gewünschten Körnungen sortiert und diese Sorten getrennt voneinander gleichfalls selbsttätig abgibt.

Gelegentlich wird es sich als notwendig herausstellen, das Material vor dem Gebrauch zu waschen, wozu man sich einer Waschtrommel bedient. Eine solche neuester Bauart besteht in der Hauptsache aus einem eisernen, ungelochten, zylindrischen Rohr, das mittels zweier Rollenkränze auf vier Rollen wagerecht drehbar gelagert ist. Im Innern der Trommel ist ein Schneckengewinde von entsprechend großer Höhe so angeordnet, daß es auf dem ganzen Umfang vom inneren Trommelmantel um ein gewisses Maß absteht. Das ganze Gewinde besteht aus einzelnen Windungen, die auf Gewindespindeln festgeschraubt sind, so daß das ganze Schneckengewindesystem als Ganzes ausziehbar ist. Die einzelnen Gewindegänge sind mit einer großen Anzahl Löcher versehen. Zwischen den Windungen sind in gewissen Abständen kräftige Mitnehmer befestigt. Die Trommel ist hinten und vorn durch Stirnwände mit Aussparungen geschlossen. Dadurch, daß die Aussparung an der einen Seite kleiner gemacht, also höher geschlossen wird als auf der anderen Seite, wird das Wasser gezwungen, bei wagerecht gelagerter Trommel in einer bestimmten Richtung zu laufen. Die Waschung geschieht nach dem bekannten Gegenstromverfahren, indem das reine Wasser dem saubersten Material kurz vor dessen Austritt aus der Trommel entgegenströmt. Am Auslaufende heben

passend gelochte Ausräumer das fertige Waschgut aus dem Wasser und aus der Trommel heraus. In Fällen, in denen es sich um schwer abwaschbaren Schmutz, also z. B. zähen Lehm handelt, wird die Arbeit der Mitnehmer durch Aussparungen unterstützt, die auswechselbar am Auslaufende des schmutzigen Wassers angebracht werden, und deren Form sich nach der Art des Waschgutes richtet. Durch diese Aussparungen wird das Wasser erst ruckweise zurückgehalten und dann wiederum stoßweise zum Abfluß gebracht. Hierdurch wird ein kräftiger Wellenschlag hervorgerufen, der die Gründlichkeit der Waschung erheblich unterstützt und letztere beschleunigt.

Die älteste und bis auf den heutigen Tag eine der wichtigsten Straßenbaumaschinen ist die Walze, die ihre Tätigkeit aufnimmt, sobald die Schotterung der Straße beendet ist. Obschon auch auf diesem Gebiete der Verbrennungsmotor immer mehr Eingang findet, so hat doch bis jetzt die Dampfstraßenwalze immer noch die Oberhand. Sie wird in verschiedenen Ausführungen hergestellt. Ihrer großen Bedeutung für den Straßenbau halber sollen diese Maschinen nachfolgend etwas genauer behandelt werden.

Der allgemeine Aufbau einer neuzeitlichen 17-t-Dreirad-Heißdampf-Straßenwalze ist dem der Lokomobilen ähnlich. Der nach Art der Lokomotivkessel gebaute Dampfkessel bildet den Träger für das Triebwerk, die vordere Lenkwalze, die hintere Treibachse und den Führerstand mit Vorratsbehältern. Der Dampfkessel hat eine innere Feuerbuchse aus Kupfer und einen Dampfüberhitzer Bauart Schmidt. Die Abmessungen des letzteren sind nach eingehenden Versuchen so festgesetzt, daß selbst bei dem unregelmäßigen Betrieb der Straßenwalzen eine Ersparnis an Wasser und Brennstoff von etwa 20 bis 30% erreicht wird. Dabei ist der ganze Aufbau des Überhitzers so einfach wie möglich ausgebildet, so daß durch ihn keinerlei Mehrarbeit für den Walzenführer bedingt wird. Werden Instandsetzungen notwendig, so kann das Überhitzersystem nach wenigen Handgriffen aus dem Kessel entfernt werden. Die Walzenräder haben keine gewöhnlichen Speichen, sondern sind beiderseits mit vollen Radscheiben aus gepreßtem Stahlblech versehen. Der dadurch entstehende Hohlraum kann durch zweckmäßig angeordnete Öffnungen mit Sand gefüllt werden, wobei das Betriebsgewicht der Walze eine Erhöhung um etwa 2 bis 3 t erfährt. Man kann demnach mit derselben Walze auf die einfachste Art je nach Bedarf leichtere oder schwerere Walzarbeiten ausführen. Ferner kann hierdurch unter Umständen auch das Befahren leichterer Brücken ermöglicht werden. Die Dampfmaschine der Walze ist so bemessen, daß sie auch für diese Mehrbelastung noch vollkommen ausreicht. Die Kraft wird von der Kurbelwelle der Dampfmaschine auf die eine Hinterachse durch Präzisions-Büchsenketten und Kettenräder, bei den schwereren Walzen durch Zahnräder übertragen. Das große Kettenrad auf der Walzenachse hat einen federnden Zahnkranz, wodurch ein sanftes und stoßfreies Anfahren der Walze erreicht und die Übertragung von Stößen auf die Dampfmaschine vermieden wird. Der Zahnkranz kann in kurzer Zeit ausgewechselt werden, so daß eine längere Außerbetriebsetzung der Walze nicht erforderlich ist. Das auf die Rauchkammer des Kessels aufgeschraubte Sattelstück sowie der obere Bügel der Vorderwalze, die in dem Sattelstück geführt wird, sind aus starken Stahlblechen gepreßt. Diese Bauart schließt jede Bruchgefahr aus und ist außerdem leichter, als wenn die Stücke aus Stahlguß gefertigt wären. Die hierbei gesparten Gewichtsmengen ermöglichen die Verstärkung und Verbesserung anderer wichtiger Konstruktionsteile. Neben diesen Hauptmerkmalen hat die Walze noch eine Reihe anderer Vorzüge, die ein neuzeitlicher und auf wirtschaftliche Arbeitsweise eingestellter Betrieb erfordert. Hierher gehören besonders eine einfache Steuerung mit entlasteten Kolbenschiebern, einem Exzenter und wenigen Gelenken, Lagerung der Hinterachse selbsteinstellend und nachstellbar, auswechselbare Walzenreifen aus Stahlguß, auswechselbare Radnaben, mechanisch angetriebene Schmiervorrichtung, eine kräftige Bandbremse, die erforderlichen Armaturen zum Speisen des Kessels sowie ein Dampfwasserheber mit Schlauch. Das Zahnradvorgelege auf der Kurbelwelle der Dampfmaschine kann so umgeschaltet werden, daß die Walze mit zwei Geschwindigkeiten fahren kann: einmal mit 5 km/Std. auf fertigen Straßen und bei der Überführung von einer Arbeitsstelle zur anderen, und ferner mit 2,5 bis 3 km/Std. bei der eigentlichen Walzarbeit auf der geschotterten Straße. Die Dreirad-Heißdampf-Straßenwalzen werden gewöhnlich in Gewichten von 8 bis 20 t hergestellt. — Für die Walzarbeit sind noch besondere Einrichtungen erforderlich, wie Straßenaufreißer, Wasserwagen, fahrbare Pumpen und Wohnwagen für die Begleitmannschaften.

Der Straßenaufreißer (Abb. 4) wird im allgemeinen an die betreffende Straßenwalze angehängt. Er dient dazu, die zerfahrenen Decken von Schotterstraßen je nach Bedarf aufzureißen und damit eine gleichmäßige Fläche zu erzeugen. Für die Benutzung eines solchen Aufreißers, dessen Anwendung starke Kräfte verlangt, müssen Dreiradwalzen von mindestens 12 t Dienstgewicht verwendet werden, da die leichteren Walzen durch diese schwere Arbeit zu stark beansprucht werden, womit die Gefahr ihrer Beschädigung besteht. Der Aufreißer ist unmittelbar mit der Hinterwalzenachse verbunden und kann auf beiden Seiten der Walze sowohl für Vorwärts- als auch für Rückwärtsfahrt benutzt werden, ohne daß ein Wenden der Walze notwendig ist. Diese Einrichtung ist besonders wertvoll auf schmalen Straßen. Mittels eines Handrades und einer Spindel ist der senkrechte Druck des Aufreißers einstellbar, der im übrigen auch noch abgefedert ist, um den Einfluß der Stöße auf die Tenderkonstruktion beim Arbeiten zu mildern. Die am Aufreißer angebrachten Laufräder entlasten ebenfalls die Achsen und tragen zu einer gleichmäßigen Aufreißerarbeit auf stark ausgefahrenen Straßen bei. Für die Vorwärtsfahrt sind gewöhnlich drei, für die Rückwärtsfahrt zwei Aufreißerstähle vorgesehen. Ein solcher Aufreißer kann an einem Arbeitstage bis 5000 m² Schotterdecke 10 cm tief aufreißen.

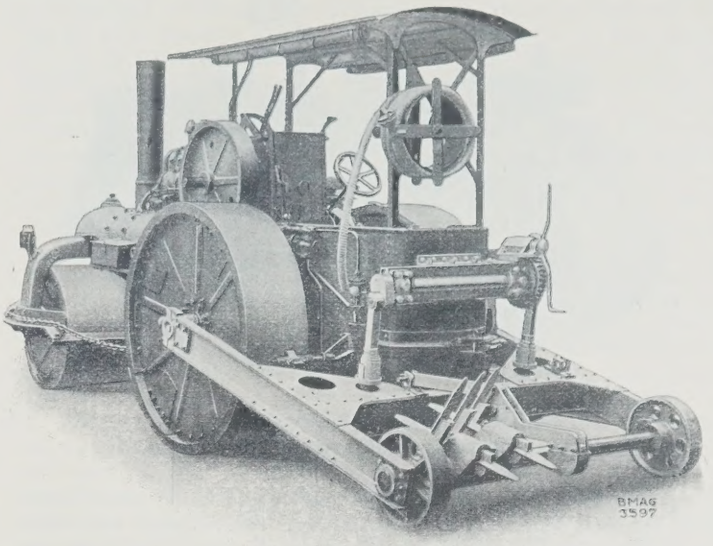


Abb. 4. Dampfstraßenwalze mit Straßenaufreißer.
Berliner Maschinenbau A.-G. vorm. L. Schwartzkopff.

Für das Walzen von Asphaltabdeckungen u. dergl. werden leichtere Tandem-Heißdampf-Straßenwalzen gebaut, die je nach Bedarf ein Betriebsgewicht von 4 bis 8 t haben. Sie können auch für das Walzen von Kies- und Parkwegen, Sport- und Flugplätzen und leichten Schotterstraßen verwendet werden. Im letzteren Falle erhalten die Walzen besonders geformte Walzenringe. Die Tandemwalzen haben zwei hintereinander liegende zylindrische Walzen von gleicher Breite und erzeugen damit eine durchaus glatte Fläche. Bei den Tandemwalzen sind auch alle die Einrichtungen angebracht, die sich bei den vorhin besprochenen Dreiradwalzen bewährt haben, z. B. Dampfüberhitzer, Rollenkettenantrieb, Scheibenräder usw. Der gesamte Aufbau ist den Antriebsbedingungen des Asphaltstraßenbaues angepaßt. Hierzu gehört vor allen Dingen leichte Beweglichkeit und Lenkbarkeit. Letztere wird zweckmäßig durch eine Dampflenkvorrichtung einfachster Bauart mit nur einem Dampfzylinder und einem Handhebel erreicht. Der Ausschlag des Handhebels steht immer im gleichen Verhältnis zum Ausschlag der Lenkwalze und erlaubt daher dem Führer, auch ohne besondere Übung gefühlsmäßig eine rasche und sichere Lenkung der Walze. Bei Asphaltarbeiten ist ein rasches und stoßfreies Anfahren der Maschine beim Richtungswechsel durchaus erforderlich. Der kleinste Stillstand der Walze in diesem Zeitpunkte verursacht ihr Eindrücken in den heißen Asphalt. Diese Eindrücke bleiben dann als fehlerhafte Stellen in der ebenen Asphaltdecke und können selbst durch wiederholtes Überwalzen nicht mehr beseitigt werden. Die geeignetsten Tandemwalzen vermeiden diesen Übelstand in vorteilhafter Weise durch eine geschickte Anordnung der Dampfsteuerung und durch die Verwendung des Rollenkettenantriebes. Hierdurch wird erreicht, daß die Rollenkette beim Umsteuern bereits in der anderen Richtung gespannt ist und demzufolge jeder Stillstand der Walze vermieden wird. Der Dampfkessel ist als stehender Heizrohrkessel mit ausziehbarem Oberteil im Rahmengestell zwischen den beiden Walzen befestigt. Im oberen Teil ist der Schlangenrohr-Überhitzer angebracht, der keinerlei Aufsicht bedarf. Die Reinigung der Heiz- und Überhitzerrohre kann gleichzeitig und ohne besondere Umstände nach dem Abheben der oberen Verkleidungskappe stattfinden. Schwerere Tandemwalzen werden in neuerer Zeit mit einem liegenden Dampfkessel versehen. Die Dampfzylinder sind mit den Schieberkasten zusammengegossen. Die im Maschinengehäuse gelagerten Triebwerkteile sind staubdicht abgeschlossen und laufen in Öl. Die Kurbelwelle ist in Präzisions-Rollenlagern geführt, so daß eine ständige Überwachung sich erübrigt.

Wie bereits erwähnt, hat auf dem Gebiete des Straßenwalzenbaues und -betriebes der Verbrennungsmotor seinen Verdrängungskampf gegen

die Dampfmaschine mit guten Erfolgaussichten aufgenommen. So werden neuerdings Motor-Tandemwalzen in der Gewichtslage zwischen 2,2 und 5,5 t gebaut. Durch Auffüllen der Hinterräder mit Wasser kann das Dienstgewicht der Maschine auf 3,0 bis 6,5 t erhöht werden. Bei den schweren Motor-Tandemwalzen (Abb. 5) wird als Antriebsmaschine

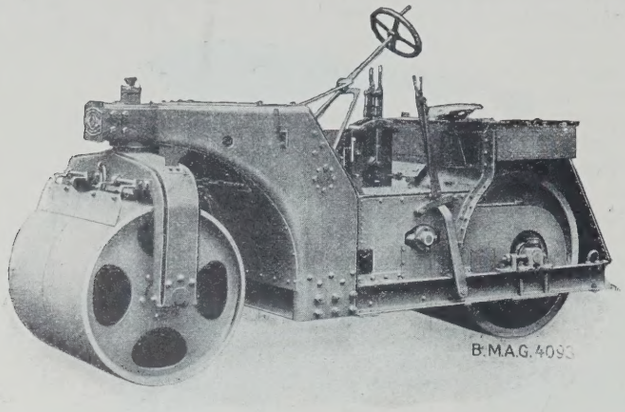


Abb. 6. Schwere Motor-Tandemwalze.
Berliner Maschinenbau A.-G. vorm. L. Schwartzkopff.

ein für den rauhen Betrieb geeigneter und bestbewährter Zweizylindermotor für die Verbrennung von Benzol oder Schwerbenzin verwendet. Die Leistungen des Motors gestatten, selbst sehr starke Steigungen und schwieriges Gelände sicher zu befahren, da zu normaler Walzarbeit auf ebenem Gelände nur etwa 30 % der Motorleistung benötigt werden. Das Kraftübertragungsgetriebe hat zwei Vorwärts- und zwei Rückwärtsgänge. Die aus hochwertigem Stahl hergestellten, gehärteten und geschliffenen Zahnräder befinden sich dauernd im Eingriff, so daß das für sie ungemein schädliche Ein- und Ausrücken vollkommen fortfällt. Die Umstellung der Gänge besorgen zwei kräftig ausgebildete Federband-Reibungskupplungen, die ein sanftes Anfahren und ein stoßfreies Schalten ermöglichen.

Die leichten 2,2-t-Motor-Tandemwalzen haben sich besonders gut bewährt bei der Befestigung von Parkwegen, von Spiel- und Sportplätzen und neuerdings bei der Befestigung von Damm- und Böschungsaufschüttungen, sowie bei der Befestigung von Kanalsohlen, wobei sie beträchtliche Ersparnisse an Baukosten ermöglichen.

Neuerdings haben auch die Dieselmotorwalzen Eingang in den Straßenwalzenbetrieb gefunden. Die in Abb. 6 dargestellte Walze ist für das Einwalzen leichter Makadamstraßen, für Instandsetzungsarbeiten,

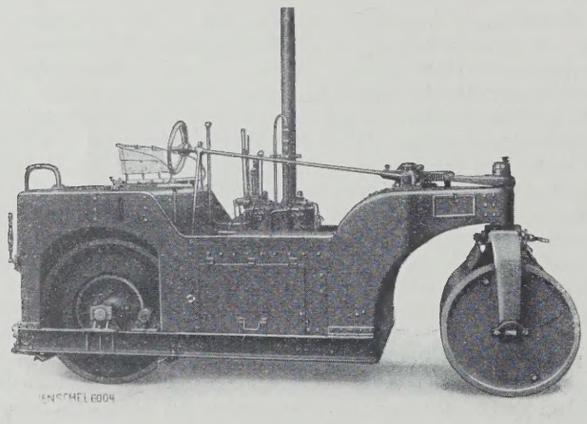


Abb. 6. 6-t-Dieselmotor-Dreiradwalze.
Maschinenfabrik Henschel & Sohn G. m. b. H., Kassel.

sowie für die Herstellung von Teermakadamstraßen und von Straßen mit Oberflächenteerung bestimmt, ferner für das Abwalzen von Fußwegen, Sportplätzen und dergl., gegebenenfalls auch für die Herstellung von Dämmen und Gleisbettungen. Sie wird von einem Zweizylinder-Zweitakt-Kleindieselmotor von 15 PS Leistung bei 690 Umdrehungen/Min. angetrieben. Als Betriebstoff dient Rohöl, Gasöl oder Petroleum. Das Anlassen geschieht entweder von Hand oder durch eine selbsttätige Druckluftanlaßvorrichtung. Motor und Getriebe sind möglichst tief zwischen beiden Walzen gelagert, so daß sich eine tiefe Lage des Schwerpunktes der ganzen Walze ergibt, und damit eine gute Standsicherheit und ruhiges Arbeiten. Als Kupplungen werden die auch bei Motorlokomotiven bewährten Federbandkupplungen verwendet, und zwar je eine für Vorwärts- und Rückwärtsgang. Es sind je drei Geschwindigkeiten für beide Fahrtrichtungen vorhanden. Die Kraftlenkung geschieht von der verlängerten Motorwelle aus durch Treibkette und Drehrichtungswechselgetriebe. Sie wird durch einen im Sinne der Drehrichtung zu betätigenden Handhebel auf dem Führerstande bedient.

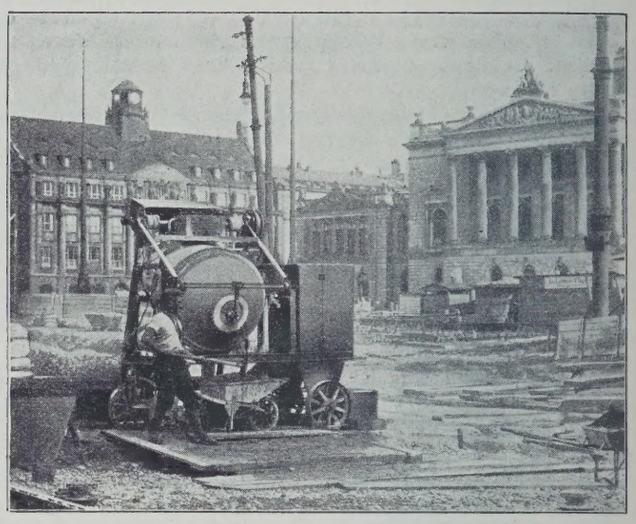


Abb. 7. Schnellmischer Rifi. Allgem. Baumaschinen A.-G., Leipzig.

Mit Rücksicht auf den ständig zunehmenden Verkehr schwerer Lastkraftwagen ist man, wie bereits erwähnt, gezwungen, den Straßenunterbau wesentlich stärker herzustellen, als dies früher notwendig war. Dies gilt in gleichem Maße für die Straßen innerhalb der Städte und für Landstraßen. Genügte früher eine einfache Packlage als Grundlage für das Pflaster, so muß man heute eine dem Verkehr entsprechende Betonschicht herstellen, die als Unterlage für die Asphaltdecke überhaupt unentbehrlich ist. Für den Überlandverkehr werden voraussichtlich die Betonstraßen in absehbarer Zeit eine sehr erhebliche Rolle spielen. Aber auch die großen, von Stadt zu Stadt führenden Heerstraßen, die den stärksten Beanspruchungen ausgesetzt sind und deshalb auch schon bevorzugt behandelt wurden, werden in Zukunft mehr und mehr mit einer Betonunterlage versehen werden müssen. Zur Herstellung des erforderlichen Betongemisches dienen die Mischmaschinen (Abb. 7 u. 8), die somit im Straßenbau nächst der Straßenwalze die wichtigsten Maschinen werden. Einige der neuesten von ihnen sollen nachstehend kurz besprochen werden.

Abb. 8. Kapezett-Schnellmischer mit eingebauter Winde.
Maschinenfabrik Karl Peschke, Zweibrücken.

Die Kreislauf-Doppeltrog-Mischmaschine ist bestimmt zur Herstellung von Stampf- und Gußbeton von jeder Zusammensetzung und Beschaffenheit, sowie zur innigsten Trocken- und Naßmischung von Stoffen verschiedener Art, die ihrer Natur nach zwangweises Mischen erfordern. Das eigentliche Mischwerk besteht aus einem doppelmuldenförmigen Troge, in dem nebeneinander zwei Wellen mit Mischarmen eigenartiger Konstruktion liegen. Die Mischwellen drehen sich in entgegengesetzter Richtung, so daß das Mischgut von der Außenwand zur Trogmitte bewegt wird. Die Mischarme schaufeln sich das Material gegenseitig zu. Die Form der Arme ist so gewählt, daß das Mischgut, während es beständig geknetet und zerteilt wird, gleichzeitig in stetem Kreislaufe in Längsrichtung des Mischtroges wandert. Diese doppelte Bewegung des Mischgutes einerseits im Sinne der Drehrichtung, anderseits im Sinne der Längsrichtung des Troges, bewirkt eine vorzügliche und gleichmäßige Mischung in ganz kurzer Zeit. Zwecks schneller Entleerung ist im Boden des Mischtroges ein dicht schließender Schieber angeordnet, der während des Ganges der Maschine durch einfache Handhebelverstellung geöffnet oder geschlossen werden kann. Zur bequemen Reinigung des Mischtroges und zum Aus-

wechseln der Mischarme ist der obere Teil der Trogwand als Klappe ausgebildet. Durch die Möglichkeit des Nachgebens des oberen Teiles der Trogwand wird zugleich ein Festklemmen von Steinen zwischen den Mischarmen und der Trogwand vermieden. Ein über dem Mischtrog angebrachter großer Kasten faßt einen Wasservorrat für eine größere Anzahl von Mischungen. Zur Erzielung einer ganz gleichmäßigen Wasserzugabe kann eine selbsttätige, einstellbare Abmeßvorrichtung angebracht werden, die für jede Füllung eine bestimmte Wassermenge nach Ziehen an einem Handgriff abgibt. Die Füllung des Wasserabmeßgefäßes geschieht im Anschluß an die Entnahme sofort selbsttätig. Beschickt wird der Mischtrog durch einen Schrägaufzug, dessen Förderkasten mittels eines besonderen Windwerkes durch die Antriebsmaschine gehoben und gekippt wird. Das Fördergefäß dient zugleich als Meßgefäß.

Eine aus den neuesten Erfahrungen entstandene Universal-Mischmaschine besitzt im Mischbottich einen dem Mischbehälter größte Stabilität verleihenden konischen Stahlring und rückwärtsfedernde Mischschaufelkonstruktion, so daß in ihm jedes Material von feinsandigster Beschaffenheit bis zum grobstückigsten Schotterbeton mit Steinstücken bis zu 18 cm Kantenlänge ohne jegliche Einklemmungs- und Bruchgefahr auf das innigste verarbeitet werden kann. In der Mischmaschine durcheilen die in ihr befindlichen Misch- und Knetwerkzeuge das Mischgut in offenem Behälter auf ebenem Tellerboden und in sichtbarem Arbeitsvorgange in sich stets überschneidenden, schleifenförmigen Bahnen. Sie zwingen auch das kleinste Teilchen, durch die ganze Menge hindurchzudringen, erfassen das Material stets wechselnd von allen Seiten und bewirken ein planmäßiges, zwangweises und energisches Verschieben der ganzen Masse in allen Richtungen, so daß die einzelnen Teile des Mischgutes sich unausgesetzt berühren und miteinander vermischen. Die Mischschaufeln sind derart beweglich angeordnet, daß sie bei auftretenden Widerständen etwaigen Einklemmungen verursachenden groben Materialstücken ausweichen. Einklemmungen und Bruchgefahren sind hierdurch erfolgreich vermieden; der natürliche Verschleiß ist auf ein Mindestmaß eingeschränkt und der Kraftverbrauch wesentlich ermäßigt. Der Knetkoller kann beliebig hoch vom Tellerboden eingestellt werden; er ist auf beweglicher Kollerachse angeordnet und folgt, ohne daß eine unbeabsichtigte Zertrümmerung oder Zermahlung des Steinmaterials eintreten kann, der jeweiligen Schichthöhe der Füllung. Der Koller hat den Zweck, die gröberen Teile in die weicheren Bestandteile der Mischung hineinzudrücken und sie so zu zwingen, sich mit dem Bindemittel, in das sie hineingepreßt werden, zu umhüllen, gleichzeitig aber auch etwa vorhandene Sand- oder Bindemittelknollen vollständig zu zerreiben. Das zur Anfeuchtung des Betons erforderliche Wasser wird der Maschine durch die zu diesem Zweck durchbohrte Königsachse und ein an deren unterem Ende angebrachtes Brauserohr, das die Drehbewegung der Hauptachse mitmacht, zugeführt und verteilt sich regenförmig und vollkommen gleichmäßig auf dem Mischgut. Da der Mischvorgang in dem offenen Mischbottich sich sichtbar vollzieht, kann die Wassermenge dem jeweiligen Eigenfeuchtigkeitsgrade der Rohstoffe genau angepaßt werden. Die Entleerung des fertig gemischten Materials aus dem Mischbottich geschieht durch einen im Tellerboden angeordneten zweiflügligen Klappenverschluß, der mittels Handhebels leicht geöffnet und geschlossen werden kann, in geschlossenem Zustande durch Anschlag des Handhebels festgehalten wird und der Maschine durch Freigabe einer verhältnismäßig großen Entleerungsöffnung und dadurch bewirkte schnelle Entleerung eine hohe Leistungsfähigkeit verleiht.

Gelegentlich wird es notwendig sein, in die Betonschicht Verstärkungseisen einzulegen, die mit einem Bolzenschneider auf Maß geschnitten und dann mit einer Biegevorrichtung in die am besten geeignete Form gebogen werden. Gewöhnlich werden hierfür kleine handbetätigte Vorrichtungen genügen. Nur wenn es sich um große Bauausführungen oder um die Verwendung sehr starker Eisen handelt, wird man Schneide- und Biegemaschinen mit Kraftantrieb benutzen, die dann zweckmäßig in einer Werkstatt stehen sollen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Ergebnisse von Fahrbahnoberflächenbehandlungen.

Von Dipl.-Ing. **Nack**, Stadtbaurat, Essen.

Wie seit Jahren nicht nur bei Lieferanten und Herstellern, sondern gerade auch bei den ausführenden Straßenbauverwaltungen Meinungsverschiedenheiten darüber bestehen, was bei Herstellung neuzeitlicher bituminöser Straßenfahrbahnen zweckmäßiger, haltbarer, preiswerter ist, Teer oder Asphalt oder Emulsionen aus beiden, so dauern die unterschiedlichen Urteile über die zweckmäßige Verwendung dieser Erzeugnisse auch bei reinen Oberflächenbehandlungen von Schotterstraßen an. Will der praktische Straßenbauer sein Urteil allein auf die veröffentlichten Berichte, Abhandlungen und Aufsätze gründen, so kommt er in Verlegenheit. Nicht nur die einzelnen Gegenden, sondern auch die einzelnen Verwaltungen halten vielfach nur Teer oder Asphalt oder deren Emulsionen, unter Ausschluß der anderen, für ihre Verhältnisse anwendbar und weisen für die gerade von ihnen bevorzugten Baustoffe gute Erfolge nach. Diese Vorliebe für einen bestimmten aus der ganzen Reihe der verwendbaren bituminösen Baustoffe ist m. E. oft nur rein gefühlsmäßig, ohne daß sachlich überzeugende Gründe für die eine oder andere Art der Ausführung geltend gemacht werden können. Es sei hierbei nur darauf hingewiesen, daß beispielsweise der Freistaat Sachsen fast nur mit Asphaltemulsionen arbeitet, der Freistaat Bayern m. W. jedoch fast ausschließlich Teer verwendet. Wenn beide Verwaltungen mit den von ihnen in erster Linie angewandten Baustoffen gute Erfolge nachweisen können, so beweist das natürlich in keiner Weise, welche Art den Vorzug verdient. Ob Teer oder Asphalt oder ihre Emulsionen sich für Oberflächenbehandlungen besser eignen, welche Art der Ausführung wirtschaftlicher ist oder im Interesse unserer Volkswirtschaft liegt, wird auf diese Weise nicht entschieden.

Da aber nicht nur die ausführenden Straßenbauverwaltungen, sondern die gesamte deutsche Wirtschaft ein erhebliches Interesse an dieser in hohem Maße volkswirtschaftlichen Frage besitzen, so wäre es m. E. hohe Zeit, wenn die Verwaltungen sich etwas mehr als bisher um die sachliche Klärung dieser Fragen bemühten. Dies wird nur geschehen können durch die Anlegung von zahlreichen, gegebenenfalls immer wieder zu wiederholenden Versuchstrecken für Oberflächenbehandlungen.

Für solche Strecken kommen nur Straßen mit einheitlichem Verkehr und von einer gewissen Verkehrsdichte in Frage. Sind solche Versuchsstrecken als Pflaster-, Teer-, Asphalt- oder Betonstraße oft nur beschränkt oder schwer möglich (kleine Lose für Unternehmer, nicht mögliches gleichzeitiges Arbeiten dieser, infolgedessen unzulässig lange Sperrung des Straßenzuges), so fallen diese Bedenken bei der Ausführung der Oberflächenbehandlungen ganz fort. Hier kann und muß jede Verwaltung ohne weiteres klärend und helfend mitwirken, und ich halte es gerade für eine Pflicht der deutschen Straßenbauverwaltungen, durch positive vergleichende Versuche diese außerordentlich wichtige Frage mit entscheiden zu helfen.

Aus der Erkenntnis heraus, daß letzten Endes nur der Verkehr auf der Straße selbst die Frage nach der Bewährung eines Straßenbaustoffes endgültig beantwortet, hat die Stadt Essen bekanntlich in 1926 eine Versuchsstraße für neuzeitliche Straßendecken in Teer, Asphalt und Beton von rd. 1 km Länge im Zuge der Alfredstraße und im Jahre 1927 eine solche für Groß- und Kleinpflaster von ebenfalls rd. 1 km Länge in der Kruppstraße erbaut. Wenn nun auch nicht verkannt werden soll, daß das Ergebnis einer einzigen solchen Versuchsstrecke nicht zu hoch bewertet werden darf, da gerade bei ihrer Ausführung Herstellungsfehler gemacht sein oder sonstige Zufälligkeiten mitgesprochen haben können, so wird bei vorsichtigem Mitinrechnungstellen solcher möglichen Vorkommnisse immerhin ein gewisser Vergleich der eingebauten Baustoffe ermöglicht.

Wenn ich aber in der Lage bin, wie es bei Oberflächenbehandlungen doch fast überall der Fall ist, denselben Versuch nicht nur einmal, sondern vielleicht hundertmal zu wiederholen, so muß die Fülle der Beobachtungen und Feststellungen schließlich doch eine sachlich richtige Schlußziehung zulassen, selbst wenn bei einem Dutzend der Fälle Herstellungsfehler begangen sein sollten oder Widersprüche vorliegen.

Die Stadt Essen hat daher im Sommer 1927 ganz planmäßig mit Versuchsoberflächenbehandlungen begonnen und wird diese gegebenenfalls so viele Jahre fortsetzen, bis die offenen Fragen über die wirtschaftlich beste Bewährung des einen oder anderen bituminösen Baustoffes für diesen Zweck sich sicher beantworten lassen. Die Versuche sind in der Weise vorgenommen worden, daß die ausführenden Tiefbaubezirke angewiesen wurden, wenn irgendwie möglich, in jeder geeigneten Straßenstrecke, die mit einer Oberflächenteerung versehen wurde, gleichzeitig einen oder mehrere Emulsionsanstriche mitauszuführen. Auf diese Weise sind 1927 insgesamt 376 240 m² Fahrbahnen oberflächig in Essen behandelt worden. Von den auf dem Markt erschienenen und angebotenen Teer- und Asphalterzeugnissen (Emulsionen) konnte natürlich nur eine beschränkte Zahl angewandt werden. Das soll in keiner Weise ein Mißtrauen gegen die nicht berücksichtigten Hersteller bedeuten, sondern ist naturgemäß darin begründet, daß nicht allzuviele dieser Erzeugnisse gleichzeitig dauernd auf dem Lager vorrätig gehalten werden konnten.

In Vergleich gebracht wurden nun: Oberflächenteer und Wetter-(Spezial-) Teer der Gesellschaft für Teerverwertung in Duisburg-Meiderich, Spezialteer der Firma Boer & Batz, Spramex, Bitumuls, Colas, Continol, Euphalt, Kaltas, Koldmex, Emulbit, Resistol, Adina der bekannten Hersteller.

Wann und wie der Oberflächenanstrich hergestellt ist, geht aus der nachfolgenden Tabelle hervor, aus der auch die Witterung am Tage der Ausführung und die Bewährung und Sonstiges zu ersehen ist. Die Auswahl der Versuchsstraßen und die Art der Ausführung wurde den Straßenmeistern und Bezirksleitern, die in solchen Arbeiten durchweg große Er-

Lfd. Nr.	Straße von bis	Wetter einige Tage vor Ausführung	Zustand der Straße	Ausführungstag und Wetter	Art des Baustoffes	auf 1 m² kg	Ausgeführte m²	Abdeckstoff	Feststellung des Aufsichtsbeamten oder Bezirksleiters Ende April 1928	Bemerkungen
	I. Tiefbaubezirk I (Altstadt).									
1	Auf der Donau von Ruhr- bis Michaelstr.	gut	neue Einstreudecke, $2^1/_2$ Monate alt	5. u. 6. 8. 27 heiß	Oberflächenteer	0,79	1700	Rheinsand	beide sehr gut erhalten	Schotterdecke mit Es-as eingestreut.
					Bitumuls	0,73	275	„		
2	Weißenburgstraße von Wörth- bis Morsehofstraße	„	alte Decke, gut im Profil	9. u. 10. 8. 27 gut	Oberflächenteer	0,90	600	Teersand (Es-as)	gut erhalten	
					Colas	1,67	120	„		
					Bitumuls	0,77	260	„		
3	Belforter Straße von Auf der Donau bis Ruhrstraße	„	desgl.	8. u. 9. 8. 27 gut	Oberflächenteer	1,11	976	Rheinsand	gut erhalten	
					Colas	1,67	120	„		
4	Grillostraße von Jork- bis Segerothstraße	„	im Juni 1927 neu hergestellte, mit Es-as eingestreute und bereits einmal geteerte Schotterdecke	4. bis 10. 8. 27	Oberflächenteer	1,074	3521	„	gut erhalten	Es handelt sich hier um die 2. Oberflächenbehandlung, nachdem die neuhergestellte Einstreudecke am 14. 6. 27 erstmalig bereits geteert war.
					Colas	1,33	112	„		
					Bitumuls	0,714	280	„		
5	Wörthstraße von Blumenthalstraße bis hinter Haus 53	3 Wochen schön	ausgebesserte alte Schotterdecke	25. 8. 27 gut	Continol	1,05	380	Teersand (Es-as)	bis etwa 1. 2. 28 gut	Die Straße hatte außerordentlich unter dem starken Bauverkehr zu leiden, dem reine Oberflächenbehandlungen nicht gewachsen waren.
					Spezialteer (Wetterteer)	1,24	186	„	am 1. 4. 28: Oberfläche völlig zerstört.	
6	Blumenthalstraße von Wörth- bis Markgrafenstraße	desgl.	alte Schotterdecke aus Sandsteinkleinschlag	19. u. 20. 8. 27 gut	Bitumuls	5,56	180	Teersand (Es-as)	gut erhalten	Da die alte Decke ausbesserungsbedürftig, wurde sie auf 90 m Länge zunächst mit Bitumuls besprengt, mit Grünsteinsplitt abgedeckt und abgewalzt. Sodann nebenstehender Behandlung unterworfen.
					„	5,56	180	Grünsteinsplitt (in drei Schichten)		
					„	5,56	180	Rheinsand (in drei Schichten)	unbefriedigend	
					„	1,56	60	Teersand (Es-as)	gänzlich zerstört, wohl infolge starken Bauverkehrs	Diese Strecke wurde nicht vorbehandelt, da sie noch gut im Profil lag (20 lfd. m).
7	Gerlingstraße von Sölling bis Heilermannstraße		alte Schotterstraße (vor der Behandlung gut ausgebessert)	13. 7. 27	Adina (Deutsch-amerikanische Staubschutzwerke in Bad Nauheim)	1,20	168	Rheinsand	Befund am 15. 11. 27: durchaus nicht bewährt	Befund am 1. 4. 28: Sämtliche Proben sind zerstört. Straße wird ständig sehr stark durch Lastkraftwagen und Schutt abfahrende Baufuhrwerke befahren. Diesem Verkehr sind reine Oberflächenbehandlungen anscheinend nicht mehr gewachsen, zumal durch die Art des Verkehrs besonders im Winter eine starke Verschlammung der Straße eintritt.
				31. 8. 27	Teer der Firma Boer & Batz	1,15	184	„	gut erhalten	
					Spezial (Wetterteer)	1,96	102	„	nicht bewährt	
					Emulbit	1,84	109	„	anscheinend auch nicht bewährt	
				1. 9. 27	Continol	2,13	94	„	desgl.	
					Resistol	2,17	92	„	desgl.	
					Bitumuls	1,76	114	„	desgl.	
					Colas	2,32	86	„	desgl.	
					Oberflächenteer	2,42	41	„	gut erhalten	
	II. Tiefbaubezirk III (Stadtteil Rüttenscheid-Bredeney).									
8	Waldstraße	trocken und heiß	gut im Profil	21. 7. 27	Oberflächenteer	1,2	1000	Sand	Zustand gut	
					Colas	1,6	156	Splitt	Zustand schlecht, völlig abgefahren	
					Spramex	2,4	103	„	wie vor	
					Bitumuls	1,2	175	„	desgl.	
9	Waldstraße von Ursula- bis Bredeneyerstraße	2 Tage vorher geregnet	desgl.	3. 8. 27 trocken und heiß	Oberflächenteer	1,6	150	Sand	Zustand gut	
					Colas	2,0	98	Splitt	Zustand schlecht, völlig abgefahren	
10	Schönleinstraße	trocken und heiß	desgl.	9. u. 10. 8. 27 trocken und heiß	Oberflächenteer	1,5	350	Sand	gut	
					Bitumuls	0,5	370	„	Zustand leidlich. Es handelt sich hier um eine Oberflächenbehandlung einer Teerasphaltdecke	
					Colas	0,6	300	„		
					Spramex	1,1	362	„	wie vor	
11	Herwarthstraße von Moltke- bis Ruhrallee	mäßig warm und trocken	gut im Profil (alte Pechmörtelstraße)	1. u. 2. 9. 27 mäßig warm und trocken	Oberflächenteer	0,75	1035	„	gut	
					Colas	1,00	203	„	Zustand schlecht. Es hat sich alles abgefahren	
					Bitumuls	1,00	260	„		
12	Meckenstockerweg	trocken	alte Schotterstraße, gut im Profil	30. 8. 27 trocken und heiß	Oberflächenteer	1,70	315	„	gut	
					Bitumuls	1,66	130	„	Zustand schlecht. Es hat sich alles abgefahren	

III. Tiefbaubezirk IV (Stadtteil Rellinghausen).

13	Ruhrallee zwisch. Ahrfeldstraße und Am krausen Bäumchen	1. 8. geregnet, dann trocken und heiß	gut im Profil	5. 8. 27	Bitumuls Oberflächenteer	1,1 1,5	175 4000	Rheinsand „	nicht bewährt, bald abgefahren gut	
14	Weserstraße zwischen Am krausen Bäumchen und Rellinghauser-Straße	1. 8. geregnet, dann trocken und heiß	gute neue Decke	8. 8. 27	Colas Bitumuls Colas Oberflächenteer	1,6 2,0 0,80 1,5	80 100 100 2700	„ „ „ „	nicht bewährt, bald verschlissen desgl. desgl. gut	
15	Frankenstraße zwisch. Heisinger- und Möllenbeckstraße	kühl und regnerisch	Chaussierung gut, etwas aufgerauht	4. 6. bis 30. 7. 27 teils kühl, teils heiß	Continol 1. Behandlung	1,80	3810	bei der 1. Behandlung Schlackengrus, Rheinsand, feiner Rheinkies, Quarzgrus		Die Straße wurde in Abständen von etwa vier Wochen zweimal behandelt. Erstmalig erhielt sie in ihrer ganzen Ausführung einen Continolanstrich mit verschiedenen Abdeckungen.
				4 Wochen später 2. Behandlung	Oberflächenteer	1,50	800	Rheinsand		2. Behandlung. Diese Fläche liegt am besten noch eben und geschlossen.
					Continol	1,30	2700	mit denselben versch. Abdeckung. wie oben		Die Decke ist noch völlig gebunden, jedoch rauher als die geteerte Fläche, aber nicht so staubfrei als diese. Zustand gut.
					„	1,30	260	Teersand		gut erhalten.
16	Frankenstraße von Heisingerstraße bis Haus Nr. 232	teils trocken, teils naß	alte Teermakadamdecke, seit 1914 gut erhalten	26. u. 27. 9. 27 Decke feucht	„	1,60	1120	Quarzgrus	Zustand im allgemeinen gut. Oberfläche rauher als bei Teerungen	zwei Überzüge hintereinander, ohne Abdeckung des ersten.
		trocken		1. 10. 27 trocken	Koldmex	1,60	520	„	größere Glätte als bei Continol, ungefähr wie bei einer Oberflächenteerung	Diese Ausführung geschah, um die etwas glatte Teermakadamfläche abzustumpfen.
		„		3. u. 4. 10. 27	Colas	1,70	610	Basaltgrus	sonst wie vor	
17	Wehrstraße	regnerisch	alte Chausseedecke, etwas uneben	21. u. 22. 6. 27 trocken u. schön	Continol	2,00	495	Quarzgrus und Rheinsand	Zustand gut	
18	Ahornstraße	regnerisch	Teermakadam gut	26. u. 27. 7. 27	„	0,70	1074	Quarzgrus	ausgeführt zwecks Abstumpfung der Decke (Steigung bis 1:17), der Zweck ist erreicht: Zustand gut und rauh	hiervon 600 m² zweimal mit 0,70 kg behandelt und nur zum Schluß mit Grus abgedeckt.
					Oberflächenteer	1,50	beide Straßenkreuzungen	Rheinsand	gut	

IV. Tiefbaubezirk II (Stadtteil Essen-West).

19	Kerkhoffstraße von Görresplatz bis Dunkerstraße	trocken	alte Schotterdecke, sehr rauh	5. 8. 27 trocken	Oberflächenteer Colas Spramex Bitumuls	1,50 3,00 3,70 2,50	180 65 82 80	Basaltsplitt „ „ „	Teerdecke teilweise, die Emulsionsstrecken stark abgenutzt	allgemein: Nach Niederschlägen sind die Teerdecken wieder schneller trocken, die übrigen Bindemittel halten das Wasser länger und bleiben länger feucht und daher auch wohl deren schnellere Abnutzung.
20	Mercatorstraße von Haus 2 bis Graßmannstraße	„	neue eingefahrene Einstreudecke (mit Teersand)	30. 8. 27 trocken	Oberflächenteer Colas Spramex	1,00 1,35 1,70	950 148 180	Teersand (Es-as) „ „	gut erhalten blättert etwas ab gut erhalten	
21	Mellinghofer Straße	„	desgl.	31. 8. 27 trocken	Oberflächenteer Colas Spramex	1,00 1,35 1,70	740 190 180	Basaltsplitt „ „	desgl. Unterschiede nicht festzustellen	
22	Aachener Straße von Berliner bis Düsseldorfer Straße	„	Schotterdecke im guten Profil (Basaltkleinschlag)	5. 9. 27 trocken	Oberflächenteer Spramex Colas	1,30 1,00 2,60	1322 32 76	Sand „ „	gut „ kaum noch etwas festzustellen.	
23	Burckhardtstraße zwischen Riehl- und Kuglerstraße	„	Schlackenkleinschlagdecke, neu, trocken	3. 9. 27	Oberflächenteer Spramex Colas	1,30 5,30 1,80	800 56 110	„ „ „	gut „ stark abgenutzt	
24	Kuglerstraße zwischen Burckhardt- und Dunkerstraße	„	neue Decke (Schlackenkleinschlag mit Sand)	3. 9. 27 trocken	Oberflächenteer Spramex Colas	1,30 5,40 2,40	580 56 84	„ „ „	teilweise abgenutzt stark abgenutzt desgl.	
25	Düsseldorfer Straße zwischen Kölner u. Leipziger Straße	„		7. 9. 27 trübe, mittags Regen	Oberflächenteer Spramex Colas	1,40 5,30 2,20	700 56 92	Sand „ „	teilweise abgenutzt stark abgenutzt desgl.	
26	Windmühlenstraße zwischen Schnorr- und Overbeckstraße		neue Decke, Schlackenkleinschlag mit Sand	27. 9. 27 regnerisch	Wetter- (Spez.) Teer	1,45	903	Splitt	im allgemeinen gut, verschiedene Strecken abgenutzt	

Lfd. Nr.	Straße von	bis	Wetter einige Tage vor Ausführung	Zustand der Straße	Ausführungstag und Wetter	Art des Baustoffes	auf 1 m² kg	Ausgeführte m²	Abdeckstoff	Feststellung des Aufsichtsbeamten oder Bezirksleiters Ende April 1928	Bemerkungen
27	Papestraße von Gemarken bis Feuerbachstraße				1. 10. 27	Oberflächenteer	0,90	660	Splitt	gut erhalten	
						Spramex	6,40	47	„	stark abgenutzt	
						Colas	1,80	110	„	desgl.	
						Koldmex	2,25	93	„	desgl.	
28	Haskenstr. von Hüttmann- bis Amixstr.		trocken	alte Decke gut im Profil	7. 10. 27 gut	Oberflächenteer	1,30	800	Sand	Zustand gut, Unterschiede sind nicht festzustellen	
						Koldmex	1,50	130	„		
29	Adelkampstraße von Wickenburgstraße bis Overath			ausgebesserte alte Schotterdecke	17. u. 24. 10. 27 Regen und regnerisch	Oberflächenteer	1,70	300		gut und trocken	
						Wetterteer	2,10	426		feucht und abgenutzt	
						Spramex	2,40	125		besser als Wetterteer	
	V. Tiefbaubezirk V (Essen-Altenessen).										
30	Twentmannstraße von Lierfeld- bis Rahmstraße		kühl und trocken	Schotterdecke i. J. 1925 mit Basaltkleinschlag eingedeckt, 1926 einmal geteert, 1927: $^3/_4$ der Oberflächenteerung aus 1926 zerstört	Ende Oktober 1927 kühl, aber trocken	Oberflächenteer	1,80	245	jede Versuchsstrecke wurde abwechselnd abgedeckt mit:	Oberflächenteerung gut gehalten bis auf die Strecke mit Rheinsandabdeckung, die weniger gut ist	
						Spramex	2,60	345	Basaltsplitt, Rheinsand u. Teersand.	Decke zu $^3/_4$ zerstört	
						Kaltas	1,60	240			
						Teramuls	1,70	260	(O. D. der hiesigen Teerstraßen-Baugesellschaft)	Decke auch zum großen Teil zerstört, aber besser als die Asphaltemulsionen	
						Colas	1,96	305		Decke zu $^3/_4$ zerstört	
	VI. Tiefbaubezirk VI (Essen-Borbeck).										
31	Vogelheimerstraße von Nr. 143 bis Voßstraße		vorher trocken	wassergebund. Basaltkleinschlagdecke in gutem Zustande	9. 8. 27 trocken	Colas	2,00	105	Schlackensplitt 3 bis 7 mm	ganz abgefahren. Schlaglochbildung	
					„	Oberflächenteer	1,50	rd. 3000	desgl.	gut erhalten	
					10. 8. 27 trocken	Bitumuls	1,60	133	„	ganz abgefahren. Schlaglöcher. Mußte schon ausgebessert werden	
					11.8.27 trocken	Spramex	2,00	124	„	gut erhalten	
32	Vogelheimerstraße von 16 m unterhalb Schule bis Sanderhof		trocken	wassergebundene Basaltdecke im April bis Mai 1927 neu eingewalzt	1. 9. 27 trocken	Oberflächenteer	1,50	124	Oberflächenteersand O. D.	desgl.	Straßendecke vorher mit Wasser ausgespritzt.
		„			desgl.	Bitumuls	1,50	140	desgl.	völlig abgefahren, Schlaglöcher schon ausgebessert	
		„				Spramex	3,00	88	„	völlig abgefahren	
		naß			26. u. 27. 8. 27 naß	Spezialteer	1,50	900	„	gut erhalten	
33	Feldstraße		gut	gut	Aug. Sept. 27	Euphalt		2600	Basaltsplitt	zweimalige Euphaltierung im Abstand von etwa 14 Tagen. Jedesmal abgesplittet. Mitte abgefahren. Streckenweise in ganzer Breite gut. Streckenweise abgeblättert. Bewährung unregelmäßig	ausgeführt durch die Fa. Wayss & Freytag, A. G.
		„		„	desgl.	Oberflächenteer	1,50	150	„	Die Probe Oberflächenteerung dazwischen hat sich gut gehalten	
34	Haushorlstraße von Levin- bis Bottroper Straße		trocken	„	10. 10. 27 trocken	„	1,50	900	Schlackensplitt	stellenweise etwas losgefahren, sonst gut erhalten	
				„	„	Bitumuls	2,00	224	„	ganz abgefahren. Schlaglöcher	
					„	Wetterteer	1,50	1200	„	im allgemeinen gut gehalten, nur geringe kleine Schlaglöcher	
35	Richtstraße von Dellwiger bis Helmstr.		„	„	15. 8. 27 gut	Spezialteer	1,50	500	„	gut erhalten	
36	Helmstraße		naß	„	16. 8. 27	„	1,50	1400	„	desgl.	
37	Schloßstraße von Frintroper bis Bedingrader Straße		gut	neue Decke	September 27 gut	Euphalthalbtränkung einer neuen Schotterdecke		3000	nachherige Oberflächenbehandlung und Splittabdeckung	stellenweise stark abgenutzt, stellenweise besser, allgemeiner Zustand sehr ungleichmäßig	alte Decke 2 bis 3 cm hoch abgesandet. Kleinschlag aufgebracht, etwas gewalzt. Mit Euphalt getränkt, abgesplittet, nochmals gewalzt. Ausführung durch die Fa. Wayss & Freytag, A. G.
						Einstreudecken mit Es-as		200	Es-as	haben gut gehalten	statt Euphaltierung wurde die Decke in zwei Proben mit Es-as und Testrabit eingestreut, abgewalzt, die Oberflächen geteert und dann mit Es-as und O. D. abgedeckt.
						mit Testrabit		200	O. D.		

fahrungen aufweisen, ohne jede Beeinflussung überlassen, was man ja beim Durchlesen der Ergebnistabelle auch feststellen kann, z. B. ist im Bezirk 2 offenkundig zu viel Spramex aufgebracht worden. Auch die über die Bewährung gemachten Feststellungen geben rein sachlich das Urteil dieser Beamten absichtlich ohne jede Berichtigung an. Wenn diese Versuche erstmalig zu Ergebnissen geführt haben, die zum Teil Widersprüche aufweisen oder dem bei anderen Verwaltungen Erzielten widersprechen, so soll damit nicht behauptet werden, daß sie allein richtig sind. Sie sollen überhaupt kein Werturteil darstellen, es soll vorerst ein solches auch nicht gefällt werden, bis durch weitere Versuche in diesem und den nächsten Jahren die gemachten Erfahrungen systematisch weiter nachgeprüft und die aufgetretenen Widersprüche aufgeklärt sind. Sollten sich dann aber immer wieder die gleichen oder ähnliche Ergebnisse finden, so wird eine Schlüsseziehung so wesentlich vereinfacht und erleichtert werden, daß sie jedem selber möglich wird.

Um gegebenenfalls dem Einwande zu begegnen, daß die angestellten Versuche etwa nicht sach- und vorschriftsmäßig ausgeführt wurden, ist die Stadtverwaltung bereit, allen in Frage kommenden Herstellern und Lieferanten auf Wunsch zur Zeit der Ausführung der zukünftigen neuen Versuchstrecken Gelegenheit zur Beaufsichtigung der Arbeiten zu geben.

Nachgeholt soll in diesem Sommer bei den neuen Versuchen insbesondere noch werden: Die gleichzeitige Anwendung und Ausführung von Oberflächenheißteerungen und Asphaltemulsionen auch bei Regenwetter und durchfeuchteter Straßendecke. Bisher galt eine Heißteerung unter solchen Umständen von vornherein als zum völligen Mißerfolg verurteilt, ohne daß für diese Behauptung m. W. wirklich umfassende Nachweise oder Beweise aufgeführt sind. In Essen sind beispielsweise wiederholt Heißteerungen bei Regenwetter oder völlig durchfeuchteter Straßendecke ausgeführt worden, ohne daß sie immer zu Fehlschlägen geführt haben. Gerade die Emulsionen sind ja aus dem Gedanken heraus und mit der Absicht erzeugt worden, mit ihnen Oberflächenbehandlungen auch bei nasser Witterung erfolgreich zu ermöglichen. Es soll sich die Untersuchung daher auch darauf noch erstrecken, inwieweit sich die Emulsionen auch bei länger andauerndem Regenwetter während und unmittelbar nach ihrer Anwendung bewähren. Wie in diesem Jahre wird die Stadt Essen auch in den nächsten alljährlich über den Ausfall der Versuche vorurteilsfrei ihre Feststellungen berichten.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen.

Von Oberingenieur **P. Marx**, Köln-Lindenthal.

Während vor dem Kriege im Straßenverkehr das Pferdefuhrwerk vorherrschte, hat nach dem Kriege die Verwendung des Kraftwagens in ungeahntem Maße zugenommen. Die Entwicklung ist in anderen Ländern, die während des Krieges nicht so abgeschlossen waren wie Deutschland, noch weiter gediehen, so daß auch bei uns der Kraftwagenverkehr noch eine erhebliche Steigerung erfahren wird. Nach den verschiedensten Richtungen hin mußten bisher schon Maßnahmen getroffen werden, um den unangenehmen Folgeerscheinungen des starken Kraftwagenverkehrs zu begegnen. Die wichtigste Maßnahme ist die Herstellung eines zweckentsprechenden Straßenbelags.

Die neuzeitliche Straßenbefestigung muß so beschaffen sein, daß die bisher aufgetretenen Übelstände möglichst vermieden werden. Allerdings wird man eine Landstraße anders behandeln als eine Stadtstraße, eine Wohnstraße anders als eine Verkehrsstraße. An die Befestigung der bebauten Straßen mit größerem Kraftwagenverkehr — als solche kommt der größte Teil der Straßen im Ortskern der Großstädte und den größeren Vororten in Betracht — müssen folgende Forderungen gestellt werden:

1. Die Befestigung muß eben und stoßfrei sein.
2. Sie soll entweder fugenlos oder fugendicht sein und den glatten Wasserabfluß gestatten.
3. Sie soll möglichst staubfrei sein.
4. Sie muß in ihrem Unter- und Oberbau so ausgebildet sein, daß sie die vorgenannten Eigenschaften durch die Einwirkung des Verkehrs nicht verliert.
5. Sie muß im Verhältnis zu den Baukosten genügend lange Lebensdauer haben und darf keine zu hohen Unterhaltungskosten erfordern, d. h. sie muß wirtschaftlich sein.

Im Hinblick auf die Belastung des Haushaltsplanes der Bauverwaltungen durch die erheblichen Summen, die der Bau und die Unterhaltung der öffentlichen Verkehrswege erfordern, erscheint der Nachweis der Wirtschaftlichkeit einer Befestigungsart für deren Wahl als grundlegende Bedingung. Es bleiben aber außerdem noch eine Reihe anderer Forderungen zu berücksichtigen. Große Beträge werden notwendig sein, wenn eine merkbare Verbesserung der Straßendecken in absehbarer Zeit erreicht werden soll. Man wird sich aber damit eher abfinden können, wenn die Gewißheit besteht, daß Sparsamkeit und die Rücksicht auf möglichst zweckmäßige Verwendung bei der Ermittlung maßgebend gewesen sind. Die Frage der Wirtschaftlichkeit einer Straßenbefestigung läßt sich nur lösen, wenn den Untersuchungen ausreichende Erfahrungs- und Beobachtungswerte zugrunde gelegt werden können.

Mit der Aufrollung dieser Frage berühren wir einen Gegenstand, der im Laufe der letzten Jahre einen breiten Raum im einschlägigen Fachschrifttum eingenommen und die Gemüter recht lebhaft erhitzt hat. Als Hauptlücke in den bisherigen rechnerischen Aufmachungen ist das Fehlen eines Nachweises von Vergleichswerten der Lebensdauer von verschiedenen Befestigungsarten zu bezeichnen, was dazu geführt hat, daß die meisten Verfasser aneinander vorbei geredet haben. Denn die Hauptfrage der Wirtschaftlichkeit fußt immer auf dem Vergleich der Befestigungsarten unter denselben Bedingungen. Die Wahl der verschiedenen Befestigungsarten ist und bleibt jedoch nach wie vor brennend für alle Bauverwaltungen; sie trat in den Vordergrund für das Straßenbauamt der Stadt Köln a. Rh., als vor etwa $1^1/_2$ Jahren auf Anfordern des Oberbürgermeisters eine Denkschrift zur Verbesserung der stadtkölnischen Straßen ausgearbeitet werden mußte. Für diese Denkschrift sind — soweit statistisches Material nicht vorhanden war — die erforderlichen Unterlagen neu beschafft worden. Wie wir weiter unten sehen werden, interessieren für die Beurteilung der Wirtschaftlichkeit neben den Kosten der ersten Herstellung auch noch die Lebensdauer einer Befestigungsart und die Höhe der jährlichen Unterhaltungskosten, deren Ermittlung eine Teilaufgabe für die Bearbeitung der Denkschrift war. Zu diesem Zwecke wurde die Abnutzung der verschiedenen Steinpflasterarten in einer Anzahl von Straßen des Stadtbezirkes durch zahlreiche Messungen festgestellt und danach ihre wahrscheinliche Lebensdauer unter den bisherigen Verkehrsverhältnissen bestimmt. Die Ergebnisse dieser Messungen waren insofern überraschend, als die außerordentlich hohe Lebensdauer des Großpflasters und der Einfluß der Steingröße und der Gesteinsart bestätigt wurden. Vor allem gelang es, die vielumstrittene Frage der Lebensdauer des Großpflasters im Vergleich zu der des Kleinpflasters für die gleiche Verkehrsbelastung einwandfrei zu lösen und dadurch — bei bekannter Verkehrsgröße — in Zukunft die Anwendungsgebiete beider Pflasterarten gegeneinander abzugrenzen.

Es mag vielleicht interessieren, in welcher Weise diese Verschleißmessungen ausgeführt wurden, die einen so deutlichen Überblick über die Lebensdauer des Steinpflasters gewähren. Auf den ersten Blick erscheint wohl ein solcher Versuch zum mindesten von zweifelhaftem Werte oder ungenau. Dem ist jedoch nicht so. Berücksichtigt man, daß es in einer Fahrbahn stark befahrene Streifen und wenig abgenutzte Stellen (Rinnen) gibt, so ist bei Vorhandensein auch nur einigermaßen genau bearbeiteter Steine ohne weiteres klar, das man die Abnutzung eines Steines in der Art bestimmen kann, daß man zunächst eine große Anzahl von wenig abgenutzten Steinen (möglichst an vier Steinkanten) mißt und das rechnerische Mittelmaß aus allen diesen Steinen feststellt. Das gleiche Verfahren wählt man für die Steine in den Fahrstreifen. Es zeigt sich dann sofort — längere Liegedauer des Pflasters vorausgesetzt — eine gemittelte niedrigere Steinhöhe als vorher. Das sich ergebende Differenzmaß stellt dann die Steinabnutzung für den verflossenen Zeitraum nach der ersten Pflasterherstellung dar. Aus der Größe dieser Abnutzung mit Bezug auf die Liegedauer und der noch zulässigen niedrigsten Steinhöhe ergibt sich dann weiterhin die theoretische Lebensdauer der Pflasterart.

Bei diesen Verschleißmessungen kam ein wichtiger Umstand der späteren Kostenvergleichsrechnung zustatten. In den einzelnen Straßenzügen, in denen diese Messungen ausgeführt wurden, waren neben verschiedenen Steingrößen (Großpflaster und Kleinpflaster) auch noch die verschiedenen Materialarten (Basalt, belgischer Porphyr, schwedischer Granit) vertreten. Es war also möglich, bei den vorliegenden gleichen Verkehrsverhältnissen unter Berücksichtigung der Liegedauer des Pflasters die Lebensdauer dieser Befestigungsarten zu bestimmen bezw. sie zueinander in Vergleich zu setzen. Auch gelang es durch den Vergleich der einzelnen Straßen untereinander, also bei verschiedenen Verkehrsverhältnissen, die Lebensdauer der gleichen Steinformate festzustellen und die Beobachtungsergebnisse bei einzelnen Formaten rechnerisch untereinander zu ermitteln.

Die jährlichen Unterhaltungskosten der Pflasterstrecken, auf 1 m² bezogen, wurden für die Denkschrift straßenweise aus den Kreditnachweisen bezw. den Rechnungen von 1920 ab ermittelt und durch Aufstellen besonderer Tabellen genau festgelegt. Auf Grund der sich in diesem Zahlenmaterial widerspiegelnden Erfahrungen darf man allgemein annehmen, daß bei Pflaster mit starkem Verkehr für die Zeit seiner Lebensdauer mit einer einmaligen Umpflasterung der ganzen Fläche, bei Straßen mit schwachem Verkehr mit einer zweimaligen Umpflasterung gerechnet werden kann. Selbstverständlich spielt de-

Steinersatz in beiden Fällen eine Rolle, der sich bei Decken mit kurzer Lebensdauer in entsprechend höherem Maße auswirkt.

Nebenstehende Tabellen I und II und Abb. 1 u. 2 geben Aufschluß über angenommene und ermittelte Werte. Die jährlichen Unterhaltungskosten wachsen vom Jahre der Herstellung des Pflasters mit fortschreitender Liegedauer von einem Kleinstwert unverhältnismäßig stark an. Der Einfachheit wegen ist jedoch in den nachfolgenden Kostenvergleichsberechnungen für jede Verkehrsbelastung und die entsprechende gleiche Lebensdauer von Jahr für Jahr gleichbleibenden Unterhaltungssätzen ausgegangen worden:

a) das heißt bei 30jähriger Lebensdauer des Großpflasters ist mit Jahr für Jahr 0,16 M/m²;

b) bei 60jähriger Lebensdauer ist mit Jahr für Jahr 0,10 M/m² gleichmäßig zu rechnen.

Für die Stampfasphaltstraßen lagen ausreichende Beobachtungsergebnisse über deren Lebensdauer und die den Verkehrsverhältnissen entsprechenden jährlichen Unterhaltungskosten beim Straßenbauamt Köln vor. Hinsichtlich der Sandasphaltstraßen (Walzasphalt), die erstmalig 1925 in Köln gebaut wurden, boten die Angaben anderer Straßenbauämter (Amsterdam) eine brauchbare Grundlage.

Die Wirtschaftlichkeitsberechnungen wurden auf Beton- und Teerstraßen nicht ausgedehnt, einmal deshalb, weil über die Betonstraßen (1925) kein eigenes längeres Beobachtungsmaterial vorlag, und weil ferner bezüglich der Teerstraßen die Erfahrungen zu widersprechend waren.

Der Nachweis der Wirtschaftlichkeit kann auf verschiedene Art durchgeführt werden. Zunächst sei im Anschluß an das Vorhergesagte daran erinnert, daß für die Aufstellung der Kostenvergleichsberechnung drei Umstände in Betracht kommen. Diese sind:

1. Die Kosten der Herstellung der Neuanlage. (Im folgenden kurz Herstellungskosten genannt.)

2. Die Rücklage zur Ansammlung eines Erneuerungsfonds. (Nachstehend Erneuerungskosten genannt.)

3. Die jährlichen Unterhaltungskosten.

Die Kosten der ersten Herstellung bedeuten eine einmalige Ausgabe, deren größere oder geringere Höhe aber hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit eine wichtige Rolle spielt. Die Unterhaltungskosten sind Ausgaben, die sich wiederholen. Beide hängen von der Stärke des Verkehrs und der Widerstandsfähigkeit der einzelnen Decken ab. Stärkerer Verkehr verursacht größere Unterhaltungskosten und nutzt die Decke rascher ab, verringert also ihre Lebensdauer. Eine widerstandsfähigere Decke hat unter gleichem Verkehr eine größere Lebensdauer als eine schwächere Decke. Unter diesen Gesichtspunkten ist die Lebensdauer der einzelnen Befestigungsarten zueinander in Vergleich gesetzt, wobei einerseits die geringere Widerstandskraft der kleinen Steinformate gegenüber der zertrümmernden Wirkung der schweren Fahrzeuge und anderseits die geringe Konsistenz der Makadamdecken gegenüber der Saugwirkung der Luftbereifung hinreichend berücksichtigt ist.

Die Berechnungsart, die nachfolgend durchgeführt ist, hat den Vorzug der Einfachheit und Übersichtlichkeit. Das errechnete Gesamtanlagekapital A muß so hoch sein, daß

a) sich die Kosten K der Herstellung der Neuanlage bestreiten lassen;

b) nach Abzug der Kosten für die Neuanlage der eine Teil E des Anlagekapitals A soviel an Zinsen abwirft, daß diese jährlichen Beträge (auf Zinseszins angelegt) nach Verschleiß der Straßendecke eine solche Höhe erreicht haben, daß daraus periodisch die Kosten einer neuen Decke J gedeckt werden können (der Wert des Altmaterials wird in Abzug gebracht);

c) der noch verbleibende Teil U des Anlagekapitals einen solchen Ertrag an Zinsen bringt, daß die jährlich entstehenden Unterhaltungskosten (gleichbleibend für die betrachtete Lebensdauer angenommen) bestritten werden können.

(Die Summen unter b) und c) sind im folgenden mit Zusatzkosten bezeichnet.)

Demnach bestimmt sich das erforderliche Gesamtanlagekapital zu

$$A = K + E + U.$$

Die Rechnung ist mit $p = 5\,\%$ Verzinsung durchgeführt, weil bei so langer Sicht, wie sie die hier in Betracht kommenden Zeiträume entsprechend der Lebensdauer der Deckenarten darstellen, (in nicht zu ferner Zeit) mit einer Senkung des augenblicklichen Zinsfußes auf Friedenshöhe gerechnet werden darf. In dieser Weise wurden untersucht:

1. Großpflaster Format 12/18 u. 13/20 auf Packlage bezw. 14/20 auf Packlage und mit Fugenverguß;

2. Kleinpflaster auf a) besonderem Unterbau, b) vorhandener Straßendecke;

3. Stampfasphalt auf Beton 20 cm stark;

4. Sandasphalt a) auf abgeglichener Packlage, b) auf vorhandener Straßendecke;

5. Makadam.

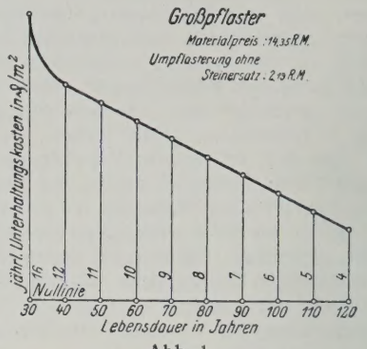


Abb. 1.

Großpflaster. Tabelle I.

Materialpreis: 14,35 R.-M. Umpflasterung ohne Steinersatz: 2,13 R.-M.

Lebensdauer des Pflasters	Vorgesehene Umpflasterung der ganzen Fläche	Jährlicher Prozentsatz	Kosten in Pf.	Steinersatz		Gesamtkosten der Unterhaltung
				Prozent	Kosten in Pf.	
30 Jahre	alle 20 Jahre	5,0	10,0	0,4	6,0	16 Pf.
40 „	„ 22 „	4,5	9,0	0,2	3,0	12 „
50 „	„ 25 „	4,0	8,0	0,2	3,0	11 „
60 „	„ 28 „	3,6	7,0	0,2	3,0	10 „
70 „	„ 31 „	3,2	6,5	0,17	2,5	9 „
80 „	„ 35 „	2,9	6,1	0,13	1,9	8 „
90 „	„ 39 „	2,6	5,5	0,10	1,5	7 „
100 „	„ 43 „	2,3	5,0	0,07	1,0	6 „
110 „	„ 47 „	2,1	4,5	0,04	0,5	5 „
120 „	„ 50 „	2,0	4,2	—	—	4 „

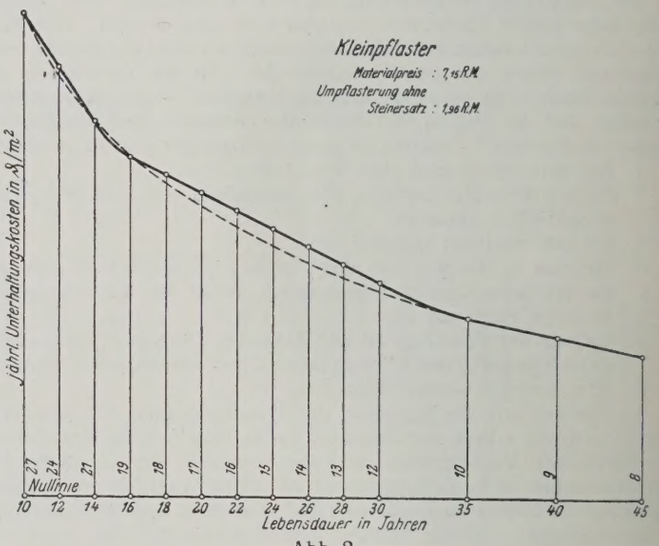


Abb. 2.

Kleinpflaster. Tabelle II.

Materialpreis: 7,15 R.-M. Umpflasterung ohne Steinersatz: 1,96 R.-M.

Lebensdauer des Pflasters	Vorgesehene Umpflasterung der ganzen Fläche	Jährlicher Prozentsatz	Kosten in Pf.	Steinersatz		Gesamtkosten der Unterhaltung
				Prozent	Kosten in Pf.	
10 Jahre	alle 10 Jahre	10,0	20,0	1,0	7,0	27 Pf.
12 „	„ 10 „	10,0	20,0	1,0	6,0	24 „
14 „	„ 11 „	9,1	17,8	0,7	4,5	21 „
16 „	„ 11 „	9,1	17,8	0,7	2,7	19 „
18 „	„ 12 „	8,3	16,2	0,7	2,5	18 „
20 „	„ 13 „	7,7	15,1	0,5	2,4	17 „
22 „	„ 14 „	7,2	14,1	0,5	2,6	16 „
24 „	„ 15 „	6,7	13,1	0,3	2,6	15 „
26 „	„ 16 „	6,3	12,2	0,3	2,5	14 „
28 „	„ 17 „	5,9	11,5	0,3	2,1	13 „
30 „	„ 18 „	5,6	10,9	0,2	1,5	12 „
35 „	„ 20 „	5,3	10,3	0,2	1,5	10 „
40 „	„ 23 „	4,4	8,6	0,2	1,5	9 „
45 „	„ 25 „	4,0	7,0	0,2	1,4	8 „

Großpflaster, Format 14/20

Lebensdauer in Jahren	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120
Unterhaltungkosten in R.-M./m²	0,16	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05	0,04
K	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00	23,00
E	6,62	3,66	2,11	1,24	0,75	0,46	0,28	0,17	0,10	0,06
U	3,20	2,40	2,20	2,00	1,80	1,60	1,40	1,20	1,00	0,80
Kosten des Unterbaus	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
Gesamtkosten R.-M.	37,32	33,56	31,81	30,74	30,05	29,56	29,18	28,87	28,60	28,36

Großpflaster, Format 12/18 Tabelle III.

Lebensdauer in Jahren	25	32	40	48	56	64	72	80
Unterhaltungskosten in R.-M./m²	0,16	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06
K	17,70	17,70	17,70	17,70	17,70	17,70	17,70	17,70
E	7,13	4,53	2,82	1,81	1,18	0,78	0,52	0,35
U	3,20	2,40	2,20	2,00	1,80	1,60	1,40	1,20
Kosten des Unterbaus	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
Gesamtkosten R.-M.	32,53	29,13	27,22	26,07	25,18	24,58	24,12	23,75

Großpflaster, Format 13/20

Lebensdauer in Jahren	30	40	50	60	70	80	90	100	110
Unterhaltungskosten in R.-M./m²	0,16	0,12	0,11	0,10	0,09	0,08	0,07	0,06	0,05
K	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00	18,00
E	5,12	2,82	1,63	0,96	0,80	0,35	0,21	0,13	0,08
U	3,20	2,40	2,20	2,00	1,80	1,60	1,40	1,20	1,00
Kosten des Unterbaus	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
Gesamtkosten R.-M.	30,82	27,72	26,33	25,46	25,10	24,45	24,11	23,83	23,58

Makadam

Lebensdauer in Jahren	1	2	3	4	5	6	7	8	10
Unterhaltungskosten in R.-M./m²	2,00	1,70	1,40	1,20	1,10	1,00	0,90	0,80	0,70
K	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30	2,30
E	46,00	22,43	14,59	10,67	8,32	6,76	5,64	4,81	3,65
U	40,00	34,00	28,00	24,00	22,00	20,00	18,00	16,00	14,00
Kosten des Unterbaus	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70	3,70
Gesamtkosten R.-M.	92,00	62,43	48,59	40,67	36,32	32,76	29,64	26,81	23,65

Kleinpflaster, Format 8/10

Lebensdauer in Jahren	10	12	14	16	18	20	22	24	26	28	30	35	40
Unterhaltungskosten in R.-M./m²	0,27	0,24	0,21	0.19	0,18	0,17	0,16	0,15	0,14	0,13	0,12	0,10	0,09
K	9,70	9,70	9,70	9,70	9,70	9,70	9,70	9,70	9,70	9,70	9,70	9,70	9,70
E	14,60	11,58	9,40	7,78	6,55	5,57	4,78	4,13	3,60	3,14	2,77	2,04	1,52
U	5,40	4,80	4,20	3,80	3,60	3,40	3,20	3,00	2,80	2,60	2,40	2,00	1,80
Kosten des Unterbaus	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
Gesamtkosten R.-M.	34,20	30,58	27,80	25,78	24,35	23,17	22,18	21,33	20,60	19,94	19,37	18,24	17,52

Stampfasphalt

Lebensdauer in Jahren	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	22	24	26	28	30	32	34	35
Unterhaltungskosten in R.-M./m²	0,70	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40	0,36	0,34	0,32	0,31	0,30	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22	0,21	0,20	0,20
K	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50	11,50
E	17,00	15,05	13,43	12,07	10,91	9,90	9,05	8,28	7,60	7,00	6,47	5,55	4,80	4,18	3,64	3,22	2,84	2,50	2,36
U	14,00	12,00	11,00	10,00	9,00	8,00	7,20	6,80	6,40	6,20	6,00	5,60	5,20	4,80	4,60	4,40	4,20	4,00	4,00
Kosten des Unterbaus	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50	5,50
Gesamtkosten R.-M.	48,00	44,05	41,43	39,07	36,91	34,90	33,25	32,08	31,00	30,20	29,47	28,15	27,00	25,98	25,24	24,62	24,04	23,50	23,36

Sandasphalt

Lebensdauer in Jahren	10	11	12	13	14	15	16	17	18	20	22	24	26	28	30
Unterhaltungskosten in R.-M./m²	0,70	0,60	0,55	0,50	0,45	0,40	0,36	0,34	0,32	0,30	0,28	0,26	0,24	0,23	0,22
K	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50	7,50
E	8,90	7,80	6,90	6,20	5,55	5,10	4,65	4,25	3,92	3,32	2,86	2,48	2,15	1,88	1,66
U	14,00	12,00	11,00	10,00	9,00	8,00	7,20	6,80	6,40	6,00	5,60	5,20	4,80	4,60	4,40
Kosten des Unterbaus	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50	4,50
Gesamtkosten R.-M.	34,90	31,80	29,90	28,20	26,55	25,10	23,85	23,05	22,32	21,32	20,46	19,68	18,95	18,48	18,06

Die Summe K (Kosten in Köln, Sommer 1926) entspricht den Aufwendungen für die erstmalige Herrichtung der Fahrbahn als

a) Großpflaster ohne und mit Packlage (17,70 bezw. 18,00 + 4,50 M./m²);
b) Kleinpflaster auf abgeglichener Packlage (9,70 + 4,50 M./m²);
c) Kleinpflaster (allein) auf vorhandenem Unterbau (9,70 M./m²);
d) Stampfasphalt auf Betonunterlage (11,50 + 5,50 M./m²);
e) Sandasphalt auf abgeglichener Packlage (7,50 + 4,50 M./m²);
f) Sandasphalt auf vorhandenem Unterbau (7,50 M./m²);
g) Kleinschlagdecke auf Packlage (2,30 + 8,70 M./m²).

Der Wert des gewonnenen Altmaterials ist bei a) mit 0,70 M./m², bei b) mit 0,50 M./m², bei d) mit 0,80 M/m², bei den übrigen Positionen mit Null in Rechnung gestellt.

Die Erneuerungskosten der Decken J stellen dementsprechend den Differenzbetrag zwischen den vorstehenden Zahlen: Herstellungskosten minus Altmaterialwert dar.

Der Wert E stellt einen Kapitalstock dar, der so hoch ist, daß unter Berücksichtigung von Zins und Zinseszins nach „n" Jahren der Betrag „J" (Kosten der Deckenerneuerung) abgehoben werden kann, wobei die verbleibende Restsumme so hoch ist, daß sie periodisch nach „n" Jahren den Betrag „J" abwirft.

$$E = \frac{J}{q^n - 1}.$$

Dabei bedeutet $q = 1 + \frac{p}{100}$.

Die Summe U entspricht dem kapitalisierten Betrag der jährlichen Unterhaltungskosten, z. B. bei 0,17 M./m² bei Kleinpflaster und $p = 5\,\%$ Verzinsung.

$$U = \frac{0{,}17 \cdot 100}{5} = 3{,}40 \text{ R.-M.}$$

Als Beispiel ist auf Anlage 2 ein solcher zeichnerischer Kostenvergleich für Kleinpflaster durchgeführt. Wenn eine Kleinpflasterdecke auf abgeglichener Packlage eine Lebensdauer von 20 Jahren hat, d. h. alle 20 Jahre (ohne Unterbau) erneuert werden muß, so beträgt das erforderliche Anlagekapital 23,17 R.-M., dieses setzt sich zusammen aus:

Kosten des Unterbaues	$= K =$	4,50 R.-M.
Kosten der Sandasphaltdecke		9,70 „
Erneuerungskapital ($q^{20} = 1{,}653\,29$)	$= E = \frac{9{,}20}{1{,}653\,29} =$	5,57 „
kapitalisierte Unterhaltungskosten	$= U = \frac{0{,}17 \cdot 100}{5} =$	3,40 „
	zusammen:	23,17 R.-M.

Bei 22jähriger Lebensdauer beträgt das Anlagekapital 22,18 R.-M., bei 24jähriger 21,33 R.-M. usw.

Verbindet man die Endpunkte der Senkrechten, die die Gesamtanlagekapitalien für die einzelnen Deckenbefestigungen darstellen, so erhält man eine Schaulinie, die den wirtschaftlichen Charakter der betreffenden Decke angibt.

Je näher diese Linie zur Nullinie liegt, desto kleiner ist das erforderliche Anlagekapital und desto wirtschaftlicher die Decke.

Diese errechneten Gesamtkapitalien (s. Tabelle III, S. 491) wurden für jede Deckenart in einer besonderen Zeichnung dargestellt, indem auf einer Nullinie von links nach rechts die den verschiedenen Verkehrsstärken jedesmal entsprechende Lebensdauer als Länge aufgetragen wurde, und auf der darüberliegenden Senkrechten das zugehörige Anlagekapital.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Steinstraße.

Von Dr.-Ing. **August Deidesheimer,** Berlin-Charlottenburg.

Die haltbarsten und dem neuzeitlichen Verkehr am meisten gewachsenen Landstraßen sind die, deren Decken mit Großpflaster, Pflasterwürfeln aus Granit, rauhem Basalt oder ähnlichem Hartgestein hergestellt werden. Nur die besten und selten geeigneten Hartgesteine können für diese Pflastersteine verwendet werden; es kommt nur teure Handarbeit in Frage.

Voraussetzung ist, wie bei allen neuzeitlichen Bauweisen, daß die Decken auf unnachgiebigem Unterbau, wie Beton oder Hartgesteinpacklage, aufgebracht werden.

Werden diese Pflasterwürfel mit haltbarem Bitumen- oder Zementausguß versehen, dann halten diese Decken jeden kommenden Verkehr aus, sind dabei eben und griffig und geben dem Mann am Steuer die Sicherheit, die im steigenden Verkehr für den Fahrer unerläßlich ist. Ihrer Güte und Gewähr entsprechend sind diese Steindecken mit ihrem Preise von 20 bis 30 R.-M./m² auch am teuersten; diese teuren Pflasterstraßen müssen deshalb auf den schweren und schwersten Verkehr beschränkt werden.

Wegen des hohen Preises des Großpflasters suchte man nach einem billigeren Steinpflaster, und aus dieser Notwendigkeit heraus wurde das Kleinpflaster geboren. Wie alles Gute hat es lange gebraucht, bis es sich durchgesetzt hat. Wie viele erfahrene Straßenbauer haben es im Anfang in Grund und Boden verurteilt. Der Erfinder Gravenhorst hat leider seinen Siegeslauf nicht erlebt. Heute hat sich das Kleinpflaster, das in erstklassiger Ausführung 12 bis 14 R.-M./m² kostet, in den neuzeitlichen Straßenbau eingelebt, und viele Behörden, sofern sie genügend Mittel haben, machen es sich bereits sehr leicht, indem sie ohne viel Kopfzerbrechen einfach Kleinpflaster verwenden. Viele Veröffentlichungen sagen ihnen, das Kleinpflaster halte nach den bisherigen Erfahrungen 20 bis 30 Jahre, „also kein Risiko und keine Verantwortung". Mit Rücksicht auf den kommenden Verkehr sollte aber auch hier eine gewisse Vorsicht nicht außer acht gelassen werden. Es melden sich bereits widersprechende Erfahrungen; Kleinpflasterdecken in schwersten Verkehr gelegt, andere ohne entsprechenden Unterbau, andere ohne Sachkenntnis versetzt, berichten bereits von frühzeitigem Verfall.

Ist das Kleinpflaster auch aus bestem Hartgestein hergestellt und gut verpflastert, so hat es eben in seinen Fugen dennoch mindestens 20% Hohlräume, die, mit losem Sand ausgefüllt, den Angriffspunkt darstellen, an dem die Leistungsgrenze einsetzt.

Bei schwerem Schnellverkehr hilft auch kein Ausgießen der Fugen. Nur bei ganz starkem Zementbetonunterbau hat man in Stadtstraßen bei guter Verspannung hier und da mit Zementausguß Erfolg gehabt. Bei Landstraßen mit gewöhnlichem Unterbau hilft kein Ausgießen der Fugen, die senkrechten Fugenausgüsse werden locker und dann zermalmt, die Steine kommen in Bewegung, und die Decke ist trotz dauernder Fugenfüllung nicht zu halten.

Das Kleinpflaster soll und kann aber auch nicht „Mädchen für alles" sein, auch ihm sind für den Verkehr Grenzen gesetzt. Das Kleinpflaster würde sich selbst sein eigenes Grab graben, wenn hier nicht Selbstzucht einsetzen würde. Geht der Verkehr über 5000 t und namentlich über 200 Fahrzeuge von je 5 bis 10 t täglich hinaus und ist das Pferdefuhrwerk daran noch wesentlich beteiligt, dann dürfte das Kleinpflaster an seiner Leistungsgrenze, für lange Dauer berechnet, angelangt sein.

In diesem Falle darf man nicht sagen, das Kleinpflaster bewährt sich nicht, sondern man wird durch die kommende Erfahrung klug gemacht und beim Straßenbau auf lange Sicht für schweren Schnellverkehr zu der höheren Stufe, auf Großpflaster zurückgreifen.

Als Drittes der Steinbefestigung steht noch immer die wassergebundene Steinschotterstraße nach Mac Adam zur Verfügung. Diese hält aber den sogenannten schwächeren Verkehr nicht lange mehr aus. Warum? Weil es meiner Ansicht nach nur sehr vereinzelt einen schwächeren Verkehr überhaupt noch gibt. Auch die kleine Landstraße, die in der Verkehrskarte mit der dünnen braunen Linie bezeichnet und demnach unter 200 t Tagesbelastung liegt, verliert sofort ihren Charakter, wenn auf ihr täglich nur wenige Verkehrsomnibusse oder schwere Lastwagen regelmäßig verkehren.

Diese Straßen, meist Gemeinde- oder Kreisstraßen, werden bezüglich ihrer Deckenbefestigung sofort in Straßen mittleren und schweren Verkehrs umgewandelt, und damit scheidet die alte Makadamstraße, selbst wenn sie eine staubverhindernde Teerdecke erhält, selbsttätig aus. Ich scheide deshalb auch die Makadamdecke aus den kommenden Schlußfolgerungen aus.

Der Preissprung von der alten Makadamdecke von 2 bis 3 R.-M./m² bis zur erstklassigen Kleinpflasterdecke mit 12 bis 14 R.-M. ist zu groß, und selbstverständlich schuf der Erfindergeist eine ganze Reihe von Mischungen aus Stein, Teer und Asphalt in heute hundertfachen Abwandlungen, die sich in obige Preisdifferenz einreihen.

Bei Beurteilung dieser Mischungen spielt neuerdings das sogenannte „Hohlraumminimum" eine bedeutende Rolle, es ist ein Schlagwort geworden, das oft nicht richtig verstanden wird.

Das oben erwähnte beste Großwürfelpflaster, gut ausgegossen, hat theoretisch kein Minimum an Hohlraum, alle nachgeordneten Bauweisen müssen zu erreichen suchen, dieser Vollkommenheit möglichst nahe zu kommen, also möglichst viel Stein und wenig Bindemittel verwenden.

Könnte man Hartgestein mit gleichwertigen widerstandsfähigen Bindemitteln verkitten oder mit dem Gebläse verschmelzen, dann käme es auf mehr oder weniger Hohlräume überhaupt nicht an.

Theoretisch könnte man sich vorstellen, daß natürliches Hartgestein, ähnlich wie Kalktuff, durchlöchert ist, oder daß man das von mir seinerzeit erfundene Vulcanolpflaster mit Aussparungen versieht, ohne damit den Verschleiß einer damit hergestellten Decke zu vergrößern.

Schon 1908 habe ich Basaltabfälle und Granitabfälle oder Mischungen davon zu Pflastersteinen geschmolzen. Ohne weiteres könnte man Hohlräume mit eingießen, ohne damit an der Haltbarkeit des Pflasters einzubüßen.

Auch die 20% Hohlräume beim Kleinpflaster würden nichts schaden, wenn die einzelnen Steine im Unterbau fest verankert werden könnten. Ich will damit sagen, daß Hohlräume nicht so ins Gewicht fallen, wenn der Steinkern standfest bleibt. Auch die vielfach beobachtete Porosität von Schlackenpflastersteinen beeinträchtigen deren gute Haltbarkeit nicht.

Die Idee des Hohlraumminimums ist erst durch Mischung verschiedenartiger Bestandteile, wie Asphalt und Teer mit Stein oder Sand entstanden. Es hat sich herausgestellt, daß nur bei Mitverwendung von feinem und feinstem Sand haltbare Mischungen erzielt werden, und je mehr Gewichtsprozente Stein, auch in der kleinsten Form, dem Steinmehl, enthalten sind, desto haltbarer werden diese Decken.

Die umständliche Ausführung von Asphalt und Teerbeton bedingen für ihre Haltbarkeit große Erfahrung und Sachkenntnis. Es ist deshalb eine naheliegende Frage, ob nicht auf einfachere billigere Art eine Steindecke zu erzielen ist, in der die größte Steinmenge als Abnutzungsschicht in Verbindung mit Bitumen enthalten ist.

Diese Frage ist m. E. durch die Idee des Riesenschotters gelöst. Ich unterstelle das Bekanntsein dieser Ausführungsform. Kleinpflasterähnliches Format in polygonalen Steinen mit gleichwertigem Steinsplitt zu einem fest verankerten Gefüge zusammengewalzt, ergibt ein vollständig sattes Steingerüst mit einem Steinvolumen von $97\frac{1}{2}\%$. Die letzten $2\frac{1}{2}\%$ werden durch Bitumenteer zweckentsprechend ausgefüllt, und damit wird eine Decke erzielt, die ohne Hohlräume eine geschlossene Steinbahn darstellt, die den gleichen Verkehr wie Kleinpflaster aushält und deren Preis je nach Örtlichkeit zwischen 7 und 9 R.-M./m² liegt. Mit der Einschaltung entsprechenden Mengen Riesenschotter, unter Mitverwendung von schwedischem Material für die Küstengebiete, können von der deutschen Steinindustrie die Steinmengen geliefert werden, die in den nächsten 10 Jahren für den Aus- und Umbau der vorgesehenen 60000 km nötig sind.

Man kann also bei voller Einspannung der deutschen Hartsteinindustrie den neuzeitlichen Straßenbau in jeder Hinsicht meistern. Sowohl in der Geeignetheit bezüglich Haltbarkeit, Griffigkeit, Staubfreiheit als auch in der angemessenen Preislage findet der Straßenbau in Großpflaster, Kleinpflaster und Riesenschotter die drei Möglichkeiten, die sich gegenseitig ergänzen und die den zukünftigen Anforderungen gewachsen sind.

Die drei Befestigungsarten entsprechen allen Anforderungen des neuzeitlichen Verkehrs. Jeder alte Autofahrer wird mir beipflichten, daß die Steinstraße in guter Ausführung bezüglich Ebenheit, Griffigkeit, Staubfreiheit, Stoßfreiheit und Sauberkeit bei trockenem wie bei nassem und schlüpfrigem Wetter die Sicherheit bietet, die das Autofahren im Schnellverkehr auch für den ängstlichen Insassen zum wirklichen Vergnügen macht.

Vermischtes.

Technische Hochschule Berlin. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Regierungsbaumeister Dipl.-Ing. Fritz Polensky in Köln-Bayenthal in Anerkennung seiner hervorragenden Leistungen als selbständiger und persönlich verantwortlicher Unternehmer für schwierige Tiefbauarbeiten aller Art mit Hilfe neuzeitlicher Großgeräte.

Zementmakadam-Straßen und Bitumenabdeckung. Die ersten Versuche mit Zementmakadam-Straßen sind in Frankreich in der Nähe von Zementwerken angestellt worden. Eine im Jahre 1920 im Departement Loire in der Umgebung von La Ferté-Saint-Aubin auf der Staatsstraße Nr. 20 gelegte Versuchstrecke weist nach vielen Jahren keinerlei Schlaglöcher oder Verlagerungen auf, während die anschließenden aus demselben Gesteinstoff hergestellten wassergebundenen Strecken trotz jährlicher Ausbesserung mit Bitumen an der Oberfläche zerstört sind.

Dieses Ergebnis gab nach einem Berichte des Oberingenieurs M. Jeannin in „Annales des Ponts et Chaussées“ 1928, Januar/Februar, Techn. Teil, der französischen Verwaltung der Brücken und Straßen zu weiteren Versuchen Veranlassung, um die besten Bauweisen festzustellen.

Als bestes Gestein haben sich die harten Gesteine, wie Basalt, Porphyr, Quarzit erwiesen, da sie weder von der Walze noch von dem Verkehr zerbrochen werden. Sie werden in der bei gewöhnlichen Makadamstraßen gewohnten Weise aufbereitet und in die Straße eingebracht. Wesentlich ist, daß das Gestein vollkommen sauber und frei von erdigen Bestandteilen ist. Nachdem die Steinschicht einmal gewalzt ist, wird das hydraulische Bindemittel eingebracht und dann das Walzen vollendet.

Als Bindemittel wurden Portlandzement, schnell erhärtender Zement und hydraulischer Kalk angewendet. Letzterer schien nicht recht geeignet, während ersterer allen Anforderungen entsprach. Die Versuche mit Zement wurden entweder mit reinem Zement oder mit Zementmörtel, und zwar in wechselnden Mischungen von 400 bis 800 kg je m³ Sand, angestellt.

Das Bindemittel soll die Straßenoberfläche bedecken und genügend tief in die Gesteinschicht eindringen. Insbesondere sollen alle Gesteinfugen geschlossen werden, da sonst die nicht verkitteten Steine durch den Verkehr verstreut werden und den Ausgangspunkt von Schlaglöchern bilden. Es wurden zwei Arbeitsverfahren angewandt: 1. Das Bindemittel wird trocken eingebracht und anschließend die Straße mit Wasser begossen. 2. Es wird ziemlich flüssige Zementmilch oder Zementmörtel vorher hergestellt und in das Gestein gegossen.

Das erste Verfahren wird als Trockenverteilung bezeichnet. Wichtig ist der richtige Wasserzusatz, da bei zu wenig Wasserzusatz das Abbinden und das Eindringen des Bindemittels nur unvollkommen vor sich geht, während im anderen Falle der Zement ausgewaschen wird. Empfehlenswert ist es, die Bewässerung erst vorzunehmen, wenn die Walze zwei- oder dreimal über das mit dem trockenen Bindemittel bedeckte Gestein hinweggegangen ist.

Bei dem zweiten Verfahren, Naßverteilung genannt, wird sich im allgemeinen eine größere Gleichmäßigkeit des Bindemittels und ein besseres Eindringen in die Gesteinschicht ergeben. Da sich jedoch bei geschulten Arbeitskräften mit beiden Verfahren gleich gute Ergebnisse haben erzielen lassen und die Trockenverteilung einfacher und billiger ist, wird diese im allgemeinen angewendet, wenigstens wenn die Straße noch mit einer Schutzschicht versehen wird. Das günstigste Mischungsverhältnis des Mörtels ergibt sich zu 600 kg auf 1 m³ Sand für die Trockenverteilung und zu 800 kg auf 1 m³ Sand für die Naßverteilung.

Die Arbeiten wurden entweder auf voller Straßenbreite mit längerer Unterbrechung des Verkehrs ausgeführt, oder nur auf der halben Straßenbreite bei teilweiser Unterbrechung des Verkehrs, oder endlich auf voller Straßenbreite ohne Unterbrechung des Verkehrs.

Am besten ist offenbar die erstgenannte Arbeitsweise, sie läßt sich jedoch nur da anwenden, wo eine Umlenkung des Verkehrs in benachbarte Straßen möglich ist.

Das zweite Verfahren bringt verschiedene Unbequemlichkeiten mit sich, auch ist die Vereinigung der beiden Straßenteile ziemlich schwierig.

Auffallend sind die guten Ergebnisse des dritten Verfahrens. Wider Erwarten haben sich trotz eines ziemlich starken Verkehrs keine Risse in den Versuchstrecken gezeigt. Ohne dem Verhalten bei schwerem Verkehr vorzugreifen, kann doch das dritte Verfahren für ebenso gut wie das zweite gehalten werden.

Wenn eine Unterbrechung des Verkehrs möglich ist, sollte man sie auf mehrere Tage nach Beendigung der Arbeiten ausdehnen. Man bedeckt die Oberfläche mit lehm- und tonfreiem Sand und hält sie durch wiederholtes Bewässern feucht.

Nach der Beendigung der Arbeiten wird der Zementmakadam mit Mörtel oder Zementmilch überzogen. Diese Oberflächenschicht wird stellenweise durch den Verkehr beseitigt, so daß das nackte Steinmosaik zum Vorschein kommt. In diesem Augenblick ist die Oberfläche zu goudronieren. Überläßt man den Zementmakadam sich selbst, so werden an den mörtelarmen oder -freien Stellen die Steine aus ihrem Zusammenhang gerissen, so daß sich Schlaglöcher bilden, deren Ausbesserung mit Mörtel nicht möglich ist. Zwar ist die Ausbesserung mit bituminösen Stoffen möglich, aber mehr als eine Zementmakadam-Straße ist bei lebhaftem Verkehr durch Fortlassen der bituminösen Deckschicht zerstört worden.

Der Schutz durch eine bituminöse Deckschicht ist also erforderlich. Man wiederholt das Bituminieren und läßt dazwischen einige Zeit vergehen. Besonders auffallend ist das schnelle Trocknen dieser Straßen.

Der Herstellungspreis dieser Straßen ist bei Trockenverteilung so groß wie der von gewöhnlichen Makadamstraßen, vermehrt um die Kosten der verbrauchten Zementmenge.

Bei einem Mischungsverhältnis des Mörtels von 600 kg Zement auf 1 m³ Sand und bei 15% Mörtel auf 1 m³ Steinmaterial, der 12 m² Straße bedeckt, beträgt der Zementgehalt etwa 7,5 kg auf 1 m² Straße und 90 kg auf 1 m³ Steinmaterial. Diese verhältnismäßig geringen Zementmengen zeigen den großen Unterschied zwischen einer Beton- und einer Zementmakadam-Straße.

Bei dem Naßverfahren ist der Preis etwas höher, teils wegen der Erhöhung der Zementmenge, teils wegen der Herstellungskosten des Zementmörtels.

Die Versuche haben hiernach ergeben, daß die Zementmakadam-Straße für sich allein keinen Bestand hat; sie kann nur als eine dem gewöhnlichen Makadam überlegene Tragschicht angesehen werden. Sie ist daher in den Fällen angebracht, wo eine bituminöse Deckschicht als Verbesserung einer bestehenden Straße an sich ausreichen würde, aber wegen der zu schwachen Tragschicht zerstört wird. So gelang es z. B. lange Zeit nicht, die Staatsstraße Nr. 7 in ihrem stark befahrenen Teil in der Umgebung von Montargis ausreichend zu unterhalten. Die aus Porphyr- und Basaltschotter hergestellte Straße war trotz zweimaliger Goudronierung im Jahre und häufiger Anwendung von Bitumenemulsionen am Ende jedes Jahres mit Schlaglöchern überdeckt. Eine neue Decke war in zwei Jahren zerstört. Die Verwaltung schlug eine Ausführung in Zementmakadam vor, die in den beiden Jahren 1926 und 1927 durchgeführt wurde. Die gegenüber einem zunächst vorgesehenen Pflaster erzielte Ersparnis war bedeutend, und der im Jahre 1926 hergestellte Teil wies während des folgenden Jahres kein einziges Schlagloch auf.

Der Zementmakadam ist besonders bei schlecht entwässerten Straßen angebracht, weil er die Tragschicht unempfindlich gegen die Einwirkungen des Wassers macht, also auch bei am Abhang gelegenen Straßenteilen oder bei solchen, die ein Tal durchschneiden. Lp.

Neue Schienenbefestigung in gepflasterten Straßen. Einem Aufsatze von Dipl.-Ing. Ernst Franke, Essen, in der „Köln. Ztg.“ sei folgendes entnommen:

In Straßen mit Steinpflasterung kann man häufig feststellen, daß die an die Schienen anstoßenden Steine locker und sogar eingesunken sind. Die Ursache hierfür liegt in der Änderung der Schienenlage. Durch die Fugen der locker gewordenen Pflastersteine dringt bei Niederschlägen Wasser ein, das sich unter der Stopfung ansammelt und diese teilweise zerstört, so daß die Schiene ihre sichere und feste Auflage verliert. Beim Befahren solcher unterspülten und mit Wasser gefüllten Stellen wird das Wasser durch die schaukelnde Bewegung der Schiene nach oben gedrückt, weil es durch die untere abgeschlossene Bettung und durch die im Laufe der Zeit verschlammte Packlage nur langsam versickern kann. Man spricht in solchen Fällen von „Pumpstellen“. Durch dieses Pumpen wird der die Pflastersteine umschließende Sand nach oben fortgespült, so daß die Steine einsinken.

Um solche schadhaften Stellen des Straßenpflasters zu beseitigen, muß die feste Straßendecke neben den Gleisen aufgerissen werden. Die ausgespülte Unterlage wird wieder auf die richtige Höhe gebracht und das Pflaster neu eingesetzt. Durch diese Art der Ausbesserung wird

aber nicht viel erreicht; denn an den Aufbruchstellen kann das Wasser, weil der Sand unter und zwischen den Steinen sich nicht so bald setzt und fest wird, am besten wieder eindringen und den Sand von neuem herausspülen.

Nach einem vor etwa acht Jahren erprobten Verfahren zur Verhütung solcher Schäden wurden an den äußeren Schienensteg Holzklötze gelegt, die von unmittelbar dahinterliegenden, besonderen Formsteinen geführt und mittels eines Zugankers fest an die Schiene gedrückt wurden. Die nach diesem Verfahren hergestellten Versuchstrecken erfüllten jedoch nicht die gehegten Erwartungen, weil sich durch die beim Befahren entstehende Bewegung der Schienen der Zuganker und die Holzklötze lockerten, was eine starke Abnutzung der Klötze an dem in den Fugen befindlichen Sand zur Folge hatte.

Später ließ man die Holzklötze weg, bildete den Formstein anders aus und legte diesen jetzt unmittelbar in die Schienenkammer. Die neuen Formsteine hatten in der Mitte eine Bohrung, die in einen Schlitz nach unten auslief. Dieser Schlitz hatte den Zweck, die Formsteine über eine Rundeisenstange streifen zu können, die mittels einer an der Schiene befestigten Ankerschraube angezogen wurde, so daß die Formsteine dicht an den Steg zu liegen kamen. Aber auch dieses abgeänderte Verfahren brachte nicht den gewünschten Erfolg, weil auch hierbei eine Lockerung des Ankers und somit der gesamten Schienenbefestigung eintrat.

In den letzten Jahren sind nun einige andere Verfahren zur Befestigung der Schienen bekanntgeworden, die mehr Erfolg versprechen als die früheren. Nach dem einen dieser Verfahren (Oeß) wird zur Befestigung der Schienen mit Eisen bewehrter Beton, nach dem anderen (Josten) mit Eisen bewehrter Asphalt und nach einem dritten (Schirmer) mit Steinen bewehrter Asphalt verwandt. Bei diesen drei Befestigungsarten wird der Abschluß nach oben in gleicher Weise gebildet, nämlich durch eine Bitumenschicht, so daß die Gleisanlage auch ein gefälliges Aussehen bekommt.

Nach dem Verfahren von Oeß werden zum Zweck einer größeren Steifigkeit der Gleisanlage die beiderseits der Schiene herlaufenden, mit Eisen bewehrten Betonbalken unter der Schiene durch Eisenbügel verbunden. Mit dieser somit geschlossenen breiten Einheit will man erreichen, daß sich die Schienenbelastung gleichmäßig verteilt. Bei der Ausführung nach Josten werden zunächst in Abständen von etwa 2 m an dem Steg der Schiene Winkeleisen angebracht, die an dem abstehenden Schenkel eine Bohrung haben, durch die eine Rundeisenstange hindurchgeführt wird. Der Raum rechts und links der Schiene wird mit Asphalt ausgegossen, zu welchem Zweck (ebenso wie nach dem Verfahren von Oeß und Schirmer) vorher eine Holzschalung eingesetzt werden muß.

Nach dem Verfahren von Schirmer wird in Höhe des Schienenfußes eine sogenannte Asphaltsohle hergestellt, die durch einen Ansatz nach unten die Stopfung unter der Schiene gegen Eindringen von Wasser gut abschließt. Während früher auf diese Asphaltsohle normale Pflastersteine gesetzt und die Fugen mit heißem Asphalt ausgefüllt wurden, benutzt man neuerdings als Bewehrung nur stark abgenutzte und schlechte Pflastersteine, die sich zu einer Straßenpflasterung nicht mehr eignen und höchstens zu Kleinschlag zerschlagen Verwendung finden können. Dieser mit den schlechtesten Pflastersteinen hergestellte Asphaltbalken bildet ebenfalls eine einheitliche und feste Masse, die den auf der darüberliegenden Asphaltdecke erzeugten Druck gut aufnimmt und diesen auf die unter den Pflastersteinen befindliche und mit Bleikies stark versetzte Asphaltsohle und von dort auf den Unterbau weiterleitet. Bemerkenswert bei diesem Verfahren ist ferner, daß der zum Ausfüllen der Steinfugen bestimmte Asphalt vor dem Einsetzen der Steine eingebracht wird, wodurch man erreicht, daß die hierin eingedrückten Steine den Asphalt von unten nach oben in die Fugen drücken, so daß die Luft langsam und gleichmäßig entweichen kann. Es entstehen somit keine Hohlräume, wodurch die Tragfähigkeit des Asphaltbalkens erhöht wird.

Beim Befahren der Gleisanlage treten zwei voneinander unabhängige Drücke auf, und zwar der durch die Straßenbahnwagen auf den Schienen entstehende Druck und der durch Kraftwagen und Fuhrwerke auf dem parallel zur Schiene laufenden Asphaltbalken hervorgerufene Druck. Ohne Zweifel ist der erstgenannte Druck der größere und wirkt auf den Unterbau der Schienen stärker ein als der andere. Nimmt hierdurch die Schiene eine tiefere Lage ein, so wird der mit Steinen bewehrte Asphaltbalken kaum beschädigt oder irgendwie in Mitleidenschaft gezogen, da die Schiene in der Bewehrung eine gewisse Beweglichkeit behält. Um schließlich den gesamten Unterbau vollkommen gegen das Eindringen von Wasser zu schützen, werden die Fugen der nächsten neben dem Asphaltbalken liegenden Steine ebenfalls mit Asphalt vergossen. Bei einer Auswechslung der Schienen, die durch ihren Verschleiß oder durch Änderung der Gleisanlage notwendig wird, können sämtliche zur Herstellung des Balkens benutzten Baustoffe (Asphalt und Pflastersteine) wieder verwandt werden.

Die Befestigung der Schienen nach diesen drei Verfahren ist mit mehr oder weniger großen Ausgaben verbunden. Man darf wohl sagen, daß die Kosten für eine derartige Ausführung höher sein können als der Preis der Schienen selbst.

Straßenbau-Tagung im Rahmen der Leipziger Herbstmesse 1928. Die Tagesordnung enthält u. a. folgende Vorträge:

Mittwoch, den 29. August vorm. ab 9.30 Uhr im Festsaale des Neuen Rathauses: Baudirektor Dr.-Ing. Ranck, Hamburg: „Straßenbauten als Werke der Kunst"; Prof. Geisler, Dresden: „Bauten und Anlagen im Straßenbau"; Ministerialrat Vilbig, München: „Die Brückenbauten in Bayern im Rahmen des neuzeitlichen Straßenbaues"; Ministerialrat Dr.-Ing. Speck, Dresden: „Die wichtigeren Kunstbauten im sächsischen Straßenbauprogramm".

Donnerstag, den 30. August finden von vorm. 8.15 Uhr ab Besichtigungen statt.

Freitag, den 31. August vorm. ab 9.30 Uhr im Vortragsaale des „Hauses der Elektrotechnik", Ausstellungsgelände: Prof. Dr. Georg Garbotz, Berlin: „Maschinelle Hilfsmittel beim Mischen und Fördern der Baustoffe im modernen Straßenbau"; Oberingenieur Dr. Walch, Berlin: „Die maschinellen Einrichtungen für die Herstellung und das Fördern von Beton auf Großbaustellen des Tiefbaugewerbes"; Dipl.-Ing. Rode, Berlin: „Geräte und Maschinen beim Fördern und Mischen der Baustoffe im Hochbau".

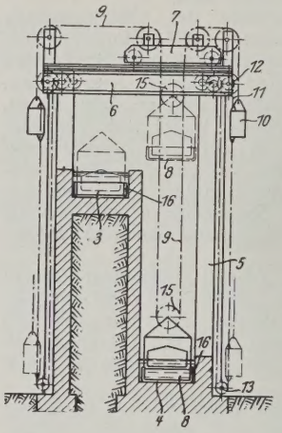
Anmeldung bis spätestens 20. August 1928 an das Leipziger Meßamt, Markt 4, erbeten.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. August erschienene Heft 15 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dipl.-Ing. Habicht: Betrachtungen zum Wettbewerb zwischen Stahl und Eisenbeton mit besonderer Berücksichtigung des Brückenbaues. — Dipl.-Ing. Schrader: Erfahrungen in der Baukontrolle beim Eisenbetonbau in der Praxis und in Baugewerkschulkursen. — H. Poppe: Dachdecken. — Prof. E. Steuermann: Beitrag zur Berechnung des zylindrischen Behälters mit veränderlicher Wandstärke. — Dr. F. Emperger: Das Urheberrecht der Technik. — Dipl.-Ing. W. Fiedler: Trägheitsmomente von bewehrten, regelmäßigen Achteckquerschnitten. — Dr.-Ing. Nitze: Von Tresoren. — Bauingenieur W. Gnilka: Vom Wohnhausbau, seiner Verbilligung und der Vereinfachung der Bauausführung.

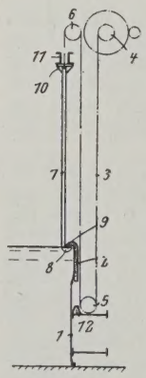
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren und Vorrichtung zum Betriebe von Schiffshebewerken mit ganz oder teilweise ausgewuchtetem und über den trockenen Scheitel geführtem Trog. (Kl. 84b, Nr. 441 485 vom 3. 3. 1925, von Demag A.-G. in Duisburg.) Um in einfacher Weise das Fördern der Schiffe über den trockenen Scheitel zu ermöglichen, wird der Trog 8 in Schleusenkammern 3, 4 eingesenkt und beim Hochschleusen der Schiffe durch in den Schleusenkammern verankerte Zugstangenhaken, Spindeln usw. 16 verhindert, so daß das Schiff, nachdem die Verbindung der Wasserstraße mit der Schleuse hergestellt ist, aus der Schleuse über den Trogrand wegschwimmen kann. Über den Haltungen, die je in eine Schleusenkammer 3 und 4 enden, ist das Gerüst 5 des Hebewerkes angeordnet. An der auf der Trägerbahn 6 verfahrbaren Laufkatze 7 hängt mittels Rollen 15 der Schiffstrog 8 in den Seilen 9, an denen die Gegengewichte 10 angreifen; an diesen sind Ketten oder Seile 11 befestigt, die oben über Rollen 12 und unten über Rollen 13 geführt sind.



Antriebsvorrichtung mit gemeinsamem Hubwerk für ein Hubschütz mit Regelschütz. (Kl. 84a, Nr. 446 983 vom 4. 7. 1925, von Fried. Krupp Grusonwerk A.-G. in Magdeburg-Buckau.) Um die Bewegung des Hauptschützes und des Regelschützes mittels eines gemeinsamen Hubmittels von einer gemeinsamen Bewegungsvorrichtung aus zu ermöglichen, ist an dem Hauptschütz 1 das Regelschütz 2 in der Höhenrichtung verschiebbar; jedes der beiden Hubmittel 3 läuft von der Winde 4 aus über eine Rolle 5 und über eine am Wehrgestell gelagerte Rolle 6 zu dem das Regelschütz hebenden Gestänge 7. Wird das Hubmittel durch die Winde 4 angehoben, so bewegt sich das Gestänge 7 und mit ihm durch den Mitnehmer 8 an seinem unteren Ende und den Ansatz 9 auch das Regelschütz, während das Hauptschütz zunächst in Staustellung verbleibt, weil es schwerer ist als das Regelschütz; wenn das Regelschütz die Staulage erreicht hat, trifft der Anschlag 10 gegen das Widerlager 11, wodurch ein weiteres Anheben des Gestänges vermieden wird. Bei weiterem Anziehen des Hubmittels bleibt das Regelschütz zunächst in der Staulage, während das Hauptschütz 1 flaschenzugartig hochgewunden wird und sich vor das Regelschütz 2 schiebt. Schließlich trifft der Anschlag 12 des Hauptschützes gegen das Regelschütz und hebt dieses vom Mitnehmer 8 des Gestänges ab.



INHALT: Oberflächenteerung. — Maschinen für den Straßenbau und die Straßenpflege. — Ergebnisse von Fahrbahnoberflächenbehandlungen. — Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen. — Die Steinstraße. — Vermischtes: Technische Hochschule Berlin. — Zementmakadam-Straßen und Bitumenabdeckung. — Neue Schienenbefestigung in gepflasterten Straßen. — Straßenbau-Tagung im Rahmen der Leipziger Herbstmesse 1928. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 17. August 1928 — Heft 35

Alle Rechte vorbehalten.

Die Brückenbauten am Kanal Wesel—Datteln.

Von Regierungs- und Baurat **Conradt**, Essen.

Der Lippeseitenkanal Wesel—Datteln wird von den Reichsbahnhauptstrecken Oberhausen—Emmerich bei Wesel, Wanne—Bremen bei Haltern, Oberhausen—Coesfeld und Wanne—Winterswyk bei Dorsten und von einer größeren Anzahl von Provinzial- und Kreisstraßen sowie Landwegen und zwei Reichsbahnnebenstrecken gekreuzt. Insgesamt mußten am Kanal auf rund 60 km Länge 40 Straßen- und Wegebrücken und sechs Eisenbahnbrücken hergestellt werden.

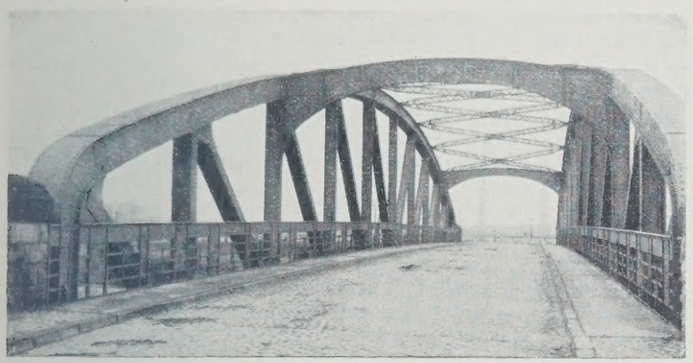


Abb. 1. Straßenbrücke mit abgerundeter Ecke.

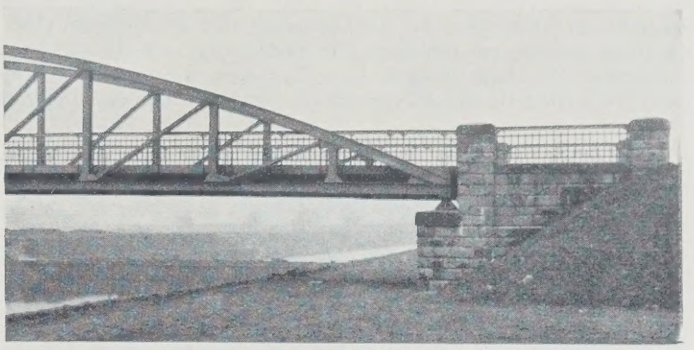


Abb. 2. Leichte Feldwegbrücke.

Bei der Mehrzahl der Straßenbrücken wurde der Halbparabelbalken mit geradem Untergurt und fallenden Schrägen ausgeführt (Abb. 1). Um eine gute architektonische Wirkung zu erzielen, wurden die Obergurte durchgehend gekrümmt, wobei die gekrümmte Form einen etwas größeren Baustoffaufwand — für eine schwerere Straßenbrücke einen Mehraufwand von etwa 2% des Gewichtes des Überbaues — erforderte. Die Systemhöhe in Trägermitte wurde zu $^1/_8$ bis $^1/_{10}$ der

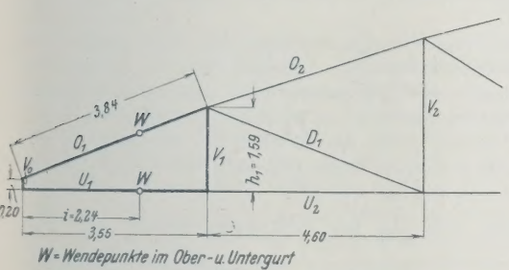


Abb. 3. Systemskizze des Endfeldes.

Die Brücken liegen im Kohlenabbaugebiet des nördlichen Rheinisch-Westfälischen Industriegebiets und sind Bergsenkungen ausgesetzt. Es kamen daher nur eiserne Überbauten auf massiven Unterbauten in Frage, und zwar äußerlich statisch bestimmte Systeme, bei denen die Senkungen der Widerlager im allgemeinen keinen Einfluß auf den Spannungszustand der Tragwerkglieder ausüben. Bei unregelmäßigen Senkungen und seitlichen Bewegungen der Widerlager oder bei Hebungen und Verschiebungen der Überbauten sowie bei Stößen und Überlastungen haben sich diese Eisenkonstruktionen infolge der Elastizität und Zähigkeit des Baustoffes durchaus bewährt.

Die normale Lichtweite unter den Brücken beträgt 54 m, die normale Stützweite 55,5 m. Kanalquerschnitt und Leinpfade sind uneingeschränkt unter den Brücken durchgeführt, zudem ist noch ein Spielraum in der Breite mit Rücksicht auf künftige Veränderungen des Leinpfades vorgesehen. Die lichte Höhe über dem Wasserspiegel ist unter den Brücken mit mindestens 5 m bemessen worden.

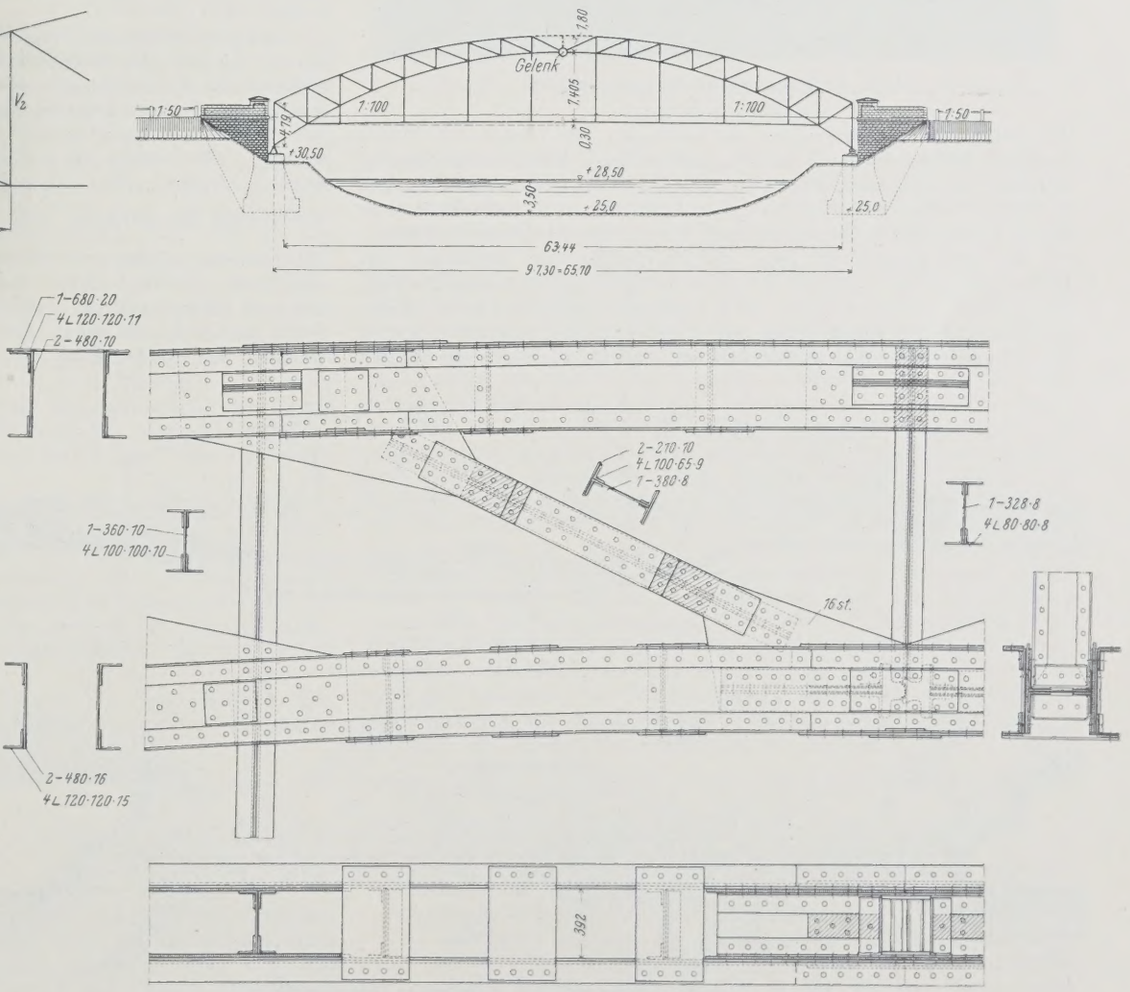


Abb. 4. Bogenbrücke bei Dorsten, Ausbildung des Mittelfeldes.

Stützweite gewählt. An den Enden sind die Obergurte bis Oberkante Handleiste des Geländerholms heruntergezogen, um einen guten Anschluß der Eisenkonstruktion an die Widerlagerbrüstung, die in der Regel ebenfalls in Höhe der Handleiste durchgeführt ist, zu erzielen. Um eine flachere Lage und damit größere Stabquerschnitte der Endschrägen zu vermeiden, sind die ersten zwei bis drei Felder kleiner als die mittleren Felder ausgeführt.

Bei einer Reihe von schwereren Brücken ist der Obergurt im Eckknotenpunkt in scharfer Krümmung in den Endständer übergeleitet worden. Diese Ausbildung verleiht den schwereren Brücken ein gefälliges Aussehen und läßt sich bei Verwendung von St 37, ohne daß nennenswerte Mehrkosten entstehen, einwandfrei technisch durchführen. Bei dem in letzter Zeit zur Verwendung gekommenen hochwertigen Baustahl St 48 wurde mit Rücksicht auf die größere Härte und Sprödigkeit dieses Baustoffes von der Verwendung der abgerundeten Eckknotenpunkte abgesehen.

Bei einigen Feldwegbrücken (Abb. 2) ist die obere Gurtung an den Enden so weit heruntergezogen, daß Ober- und Untergurt eine stumpfe Spitze bilden. Bei dieser Art der Ausbildung sind die Endfelder (Abb. 3) als steife Rahmen mit niedrigem Endständer nach der Theorie für die Berechnung der Rahmenträger von Engeßer (Zeitschrift für Bauwesen 1913, Heft IV und VI) berechnet. Berücksichtigt ist hierbei nur

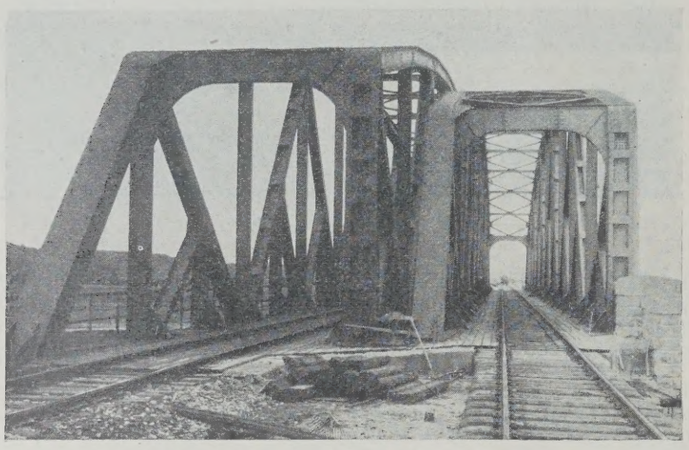


Abb. 5. Eisenbahnbrücke bei Haltern.

der Einfluß aus der Verbiegung der Gurtungen, der Einfluß der Pfosten und der Stabdehnungen (Zwängungsspannungen) konnte vernachlässigt werden. Der Zusammenhang zwischen Geländer und Widerlagerbrüstungen kommt bei diesem System gut zum Ausdruck, auch erscheinen diese Brücken besonders leicht und bringen eine erwünschte Abwechselung.

Für die Brücken im Zuge der Provinzialstraßen bei Wesel und Dorsten wurden mit Rücksicht auf die bevorzugte Lage und die Bedeutung dieser Brücken Bogenträger mit Zugband gewählt. Diese beiden Brücken, die den Kanal schräg zur Achse kreuzen, haben Stützweiten von 61 und 65,7 m und Nutzbreiten von 10,8 bis 13,10 m. Es hat sich herausgestellt, daß bei diesen Abmessungen die gewählten Bogenträger keinen größeren Baustoffaufwand als Balkenträger erforderten.

Bemerkenswert ist bei der Dorstener Brücke (Abb. 4), daß bei der Aufstellung der mittlere Stab des Obergurtes zunächst fortgelassen und im Scheitelpunkte des Untergurtes ein Gelenk eingebaut wurde. In diesem Zustande wurde die Brücke ausgerüstet und wirkte für die Aufnahme der Spannungen aus dem Eigengewicht des Überbaues als Dreigelenkbogen. Vor Aufbringung der Fahrbahndecke wurde der mittlere Obergurtstab eingefügt und das Gelenk versteift, wodurch der endgültige Zustand als Zweigelenkbogen hergestellt war. Durch diese Maßnahme wurde erreicht, daß die Stabkräfte sich gleichmäßiger auf die beiden Bogengurtungen verteilten. Die höchstbeanspruchten Teile des Zweigelenkbogens, d. h. die mittleren Stäbe des Obergurtes und die Endstäbe des Untergurtes wurden entlastet und die am geringsten beanspruchten Stäbe belastet. Hieraus ergab sich der konstruktive Vorteil, daß den Gurten ein wenig wechselnder Querschnitt gegeben werden konnte. Das Zugband erhielt etwas größere Kräfte und einen entsprechend größeren Querschnitt, insgesamt ergab sich noch eine Baustoffersparnis. Bei der Bauausführung ergaben sich keine Schwierigkeiten. Das Einsetzen der mittleren Stäbe der beiden Obergurte, die in der Werkstatt nach dem genauen Aufmaß der zu verschließenden Öffnung fertiggestellt wurden, geschah in den Morgenstunden, um Temperaturunterschiede zwischen Zugband, Bogengurtungen und Mittelstück zu vermeiden. Nach Einsetzen der Mittelstücke wurden die Nietlöcher in den anschließenden Knotenblechen aufgerieben, und der Stoß wurde vernietet. Gleichzeitig wurde das Gelenk im Untergurt durch Vernietung von Stoßlaschen unwirksam gemacht.

Für die Eisenbahnbrücken über den Kanal sind hauptsächlich Trapezträger und Halbparabelträger mit Strebenfachwerk zur Anwendung gekommen. Es sind grundsätzlich eingleisige Überbauten ausgeführt worden, damit im Falle der Hebung infolge von Bodensenkungen der Betrieb nur eines Gleises unterbrochen zu werden braucht. Die bedeutendste Eisenbahnbrücke ist die Überführung der Strecke Wanne—Bremen bei Haltern (Abb. 5), ein Halbparabelträger von 93 m Stützweite mit unterteiltem Strebenfachwerk. Die Hauptträger sind mit Rücksicht auf den schiefen Endabschluß unsymmetrisch ausgebildet. Für die Auflagerung der Schwellen in den Endfeldern sind besondere Schleppträger angeordnet, die auf den Endquerträgern und dem Widerlagermauerwerk gelagert sind (Abb. 6).

Bemerkenswert ist auch die Überführung der den Kanal bei Dorsten kreuzenden Eisenbahnstrecken. Die Bauhöhe war äußerst beschränkt, da die Höhenlage der Schienenoberkante zum Kanalwasserspiegel und die Gleisabstände wegen der unmittelbar benachbarten Bahnhöfe bei Dorsten und Hervest-Dorsten nur unwesentlich geändert werden konnten. Es mußten daher Parallelträger mit halbversenkter Fahrbahn gewählt werden. Die sich aus der ruhenden Verkehrslast ergebende rechnerische Durchbiegung von $\frac{1}{800}$ der Stützweite wurde von der Reichsbahnverwaltung unter Berücksichtigung der besonderen Verhältnisse zugelassen. Da das Kanalbett bei Dorsten mit dem alten Bett der Lippe, das nach Norden verlegt wurde, zusammenfällt, mußte diese Brücke an Stelle der alten steinernen Eisenbahnbrücke über die Lippe errichtet werden. Die Niederlegung der alten Brücke und die Aufstellung der neuen Kanalbrücke mußten unter Aufrechterhaltung des planmäßigen Eisenbahnbetriebes absatzweise stattfinden.

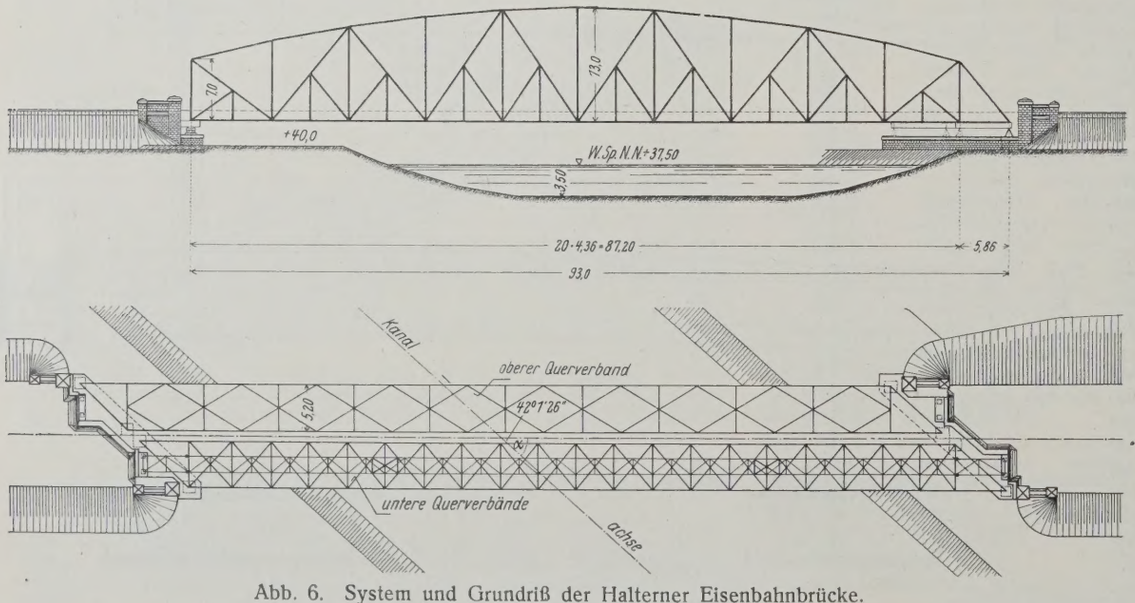


Abb. 6. System und Grundriß der Halterner Eisenbahnbrücke.

Infolge der durch den Kanalbau veranlaßten Verlegung der Lippe bei Dorsten waren noch je eine Überführung der Provinzialstraße und der Eisenbahnlinie über die neue Lippe herzustellen. Die Durchführung des höchsten Hochwassers erforderte Brücken mit drei Öffnungen von zusammen 82 m lichter Weite (Abb. 7). Auf Grund von vergleichenden Voruntersuchungen wurden Gerberträger gewählt. Die Gelenke sind bei der Straßenbrücke in der Mittelöffnung, bei den Eisenbahnbrücken in den Vorlandöffnungen angeordnet.

Bezüglich der Nutzbreiten ist bei den Straßenbrücken je nach dem zu erwartenden Verkehr zwischen ein-, zwei- und dreispurigen Brücken unterschieden.

Dreispurig sind die im Zuge der bereits genannten Provinzialstraßen bei Wesel und Dorsten errichteten Bogenbrücken. Erstere hat eine Fahrbahn von 7,20 m und beiderseitig ausgekragte Fußwege von je 1,50 m Breite, letztere eine Fahrbahn von 7,50 m und — wegen größeren städtischen Verkehrs — ausgekragte Fußwege von je 2,50 m Breite erhalten. Die zweispurigen Brücken erhielten Fahrbahnbreiten von 5 bis 6 m mit beiderseitigen Fußwegen von 1 bis 1,50 m Breite oder — bei geringerem Fußgängerverkehr — Fahrbahnbreiten von 5 m ohne Fußwege. Die Fahrbahnbreite der einspurigen Brücken beträgt 3,90 m, Fußwege sind bei diesen nicht vorgesehen. Das Normenblatt über Abmessungen der Straßenbrücken Din 1071 konnte der Bestimmung der Nutzbreiten der Straßenbrücken noch nicht zugrunde gelegt werden, da zur Zeit des Erscheinens des Normenblattes im Jahre 1923 ein Teil der Brücken bereits fertiggestellt und die Abmessungen der übrigen landespolizeilich festgestellt waren. Nach dem Normenblatt sind für dreispurige Brücken 7,50 m breite, für zweispurige 5,20 und 6 m breite und für einspurige 3,70 m breite Fahrbahnen sowie für zwei- und dreispurige Brücken Fußwege von 1 bis 2,25 m Nutzbreite vorgeschrieben. Es hat sich herausgestellt, daß die ausgeführten Nutzbreiten nur wenig von den Normenbreiten abweichen.

Die Fahrbahndecke der Straßenbrücken wird von Zoreseisen, die mittels Klemmplatten und Schrauben an den Längsträgerflanschen befestigt sind, getragen. Auf diesen Eisen ist eine Stampfbetonschicht in einer Stärke von 8 cm über Oberkante Zoreseisen aufgebracht und hierauf die Dichtungsschicht verlegt. In eine Sandzementschutzschicht von 3 bis 5 cm Stärke ist die Pflasterdecke eingepflastert, die bei den schweren Brücken als Großpflaster, bei den mittleren und leichten Brücken als Klein- oder Mittelpflaster ausgeführt ist. Die Fußwege sind im allgemeinen mit Eisenbetonplatten abgedeckt. Statt der Zoreseisen, die in der Nachkriegszeit schwer zu beschaffen waren, sind auch I-Träger NP 10 oder 12 verwendet worden. Daß sich solche Fahrbahndecken gut bewähren, zeigt der Unfall, den eine bereits in Betrieb befindliche Brücke des Kanals bei dem Rheinhochwasser im Januar 1926 erlitt. Das südliche Widerlager dieser Brücke war auf der Westseite um 2,50, auf der Ostseite um 1,30 m gesunken, während das nördliche Widerlager in der alten Lage verblieben war. Trotz der hierdurch hervorgerufenen stark windschiefen Lage der Brückenfahrbahn zeigten sich an dieser keinerlei Risse oder sonstige Beschädigungen (vergl. den Aufsatz über Hebung und Wiederherstellung der durch Hochwasser beschädigten Brücke bei Wesel in der „Bautechnik“ 1927, Heft 15).

Als Querverbindung ist — außer einem Verband in der Ebene des Untergurts — im allgemeinen auch ein leichter oberer Verband in den mittleren Feldern des Obergurtes vorgesehen, der beiderseits durch kräftige Querriegel abgeschlossen ist. Bei den schweren Bogenbrücken ist der obere Windverband zentrisch an den Obergurt angeschlossen. Wo ein oberer Verband wegen zu geringer Höhe des Obergurtes nicht ausgeführt werden konnte, sind im Mittelteil der Brücke nur Querriegel angeordnet worden. Die Querriegel treten bei den Straßenbrücken, von der Brückenfahrbahn aus gesehen, am stärksten in Erscheinung. Sie sind mit den Obergurten der Hauptträger dadurch in Übereinstimmung gebracht, daß die Höhe des Querriegels in Brückenmitte etwa gleich der Breite der Kopfplatte des Obergurtes ausgeführt wurde. Im übrigen sind die Querriegel unten durch Korbbogen begrenzt und nach oben leicht gesprengt. Zur Belebung der Ansichtflächen der Riegel sind U-Eisen mit gekürzten Flanschen und Bleche aufgenietet, oder es sind Öffnungen in die Stehbleche eingeschnitten worden. Die obere Querverbindung, die hauptsächlich zur Verhinderung elastischer Einbiegungen unter den Erschütterungen der Verkehrslast dient, hat sich auch bei stärkeren Beanspruchungen gut bewährt.

Sämtliche Überbauten am Kanal Wesel—Datteln sind so eingerichtet, daß bei eintretenden Bergsenkungen ohne besondere Vorkehrungen Hebungen ausgeführt werden können. Die Hebungen werden mittels Druckwasserpressen an den für diesen Zweck besonders stark ausgebildeten Endquerträgern ausgeführt. Nähere Angaben über Hubvorrichtungen und Hubvorgang in dem Aufsatz „Schutz der Bauwerke an den Schiffahrtskanälen gegen Bodensenkungen in Bergbaugebieten“ im Zentralbl. d. Bauverw. 1913, Nr. 13.

Nach den Belastungsannahmen sind die Straßenbrücken nach 3 Klassen unterschieden, denen die nachstehend genannten Regellasten zugrunde gelegt sind.

	Brückenklasse		
	I	II	III
Lastwagen	{ 20 t / 12 t	12 t	7 t
Dampfwalze	23 t	23 t	—
Menschengedränge	500 kg/m²	400 kg/m²	350 kg/m²

Für die Fahrbahnberechnung sind mehrere Lastwagen nebeneinander in ungünstigster Laststellung angenommen, wobei der freibleibende nutzbare Raum mit Menschengedränge angefüllt gedacht ist. Außerdem sind die Fahrbahnglieder für die Belastung durch eine Dampfwalze — unter Ausschluß jeder anderen Belastung und unter Zulassung einer Spannungserhöhung um 10 % — untersucht. Für die Hauptträgerberechnung ist Menschengedränge in ungünstigster Verteilung auf Fahrbahn und Fußwegen zugrunde gelegt. Für die zuletzt entworfenen Brücken sind die Belastungsannahmen des Normenblattes 1072 angewandt worden.

Die bis 1924 erbauten Brücken sind in St 37, die nach dieser Zeit ausgeführten Überbauten in St 48 erbaut. Die Gewichtsersparnis schwankte, je nachdem es sich um schwerere oder leichtere Brücken handelte, zwischen 20 und 13 %, die Kostenersparnis zwischen 10 und 3 %. Mit der Verwendung von St 48 sind gute Erfahrungen gemacht worden, Schwierigkeiten bei der Bearbeitung in der Werkstatt oder auf der Baustelle sind nicht aufgetreten. Auch die stärkeren Bleche für die stetig gekrümmten Obergurte konnten in derselben Weise wie bei St 37 hochkant kalt gebogen werden. Für diejenigen Teile der Überbauten, die nur geringen Beanspruchungen ausgesetzt sind, wie Zoreseisen, Futterstücke und Geländer, ist St 37 verwandt. Insgesamt sind für die Brückenüberbauten rd. 8 500 t St 37, 2 100 t St 48, 400 t Stahlguß und Gußeisen, insgesamt 11 000 t verbraucht worden.

Die Anstriche der Überbauten wurden grundsätzlich den ausführenden Brückenbauanstalten mit übertragen, so daß diese während der vertraglich vereinbarten Gewährleistungszeit (in der Regel 5 Jahre) nicht nur für die Güte der Baustoffe und Arbeiten, sondern auch für die Anstriche und

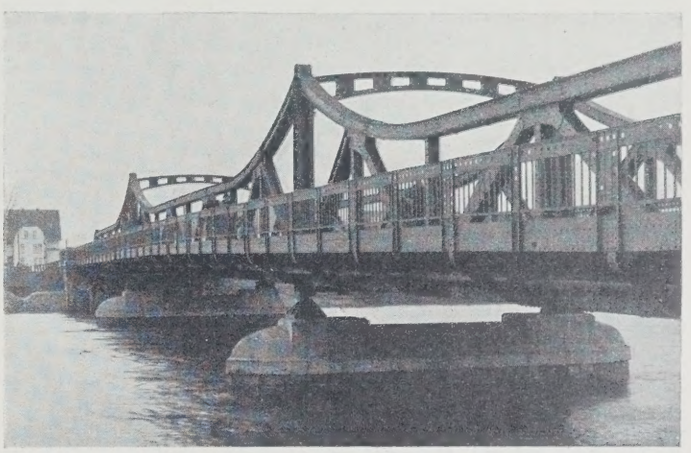


Abb. 7. Straßenbrücke über die verlegte Lippe bei Dorsten bei Hochwasser.

die gelieferten Anstrichstoffe haften. In der Werkstatt wurden die Eisenteile nach gründlicher Reinigung mit einem Leinölhauch und nach dem Zusammenbau mit einem Grundanstrich aus reiner Bleimennige versehen. Auf der Baustelle wurden nach der Aufstellung der Überbauten zwei Deckanstriche, meist Bleiweißfarben, aufgebracht. Bleimennige und Bleiweißfarben haben sich nach den bisherigen Erfahrungen am Kanal als Rostschutzmittel gut bewährt.

Die Brücken sind im allgemeinen vor Aushebung des Kanalbettes aufgestellt worden, so daß der Zusammenbau der Eisenteile auf verhältnismäßig niedrigen festen Gerüsten stattfinden konnte. Um einen Anhalt über die Genauigkeit des Zusammenbaues zu erhalten, wurden vor dem Vernieten der Überbauten durch genaue Aufmessungen die Abweichungen sämtlicher Knotenpunkte von der vorgeschriebenen Höhen- und Seitenlage festgestellt. Erst nach Beseitigung unzulässiger Abweichungen der Knotenpunkte von der Sollage wurden die Brücken zum Vernieten freigegeben. Nach dem Vernieten und Ausrüsten der Überbauten wurden die Messungen wiederholt und das Ergebnis dieser Messungen der endgültigen Abnahmeverhandlung zugrunde gelegt. Weiterhin wurden während und unmittelbar nach der Bauausführung wiederholte Sprengungsmessungen, aus denen die Durchbiegungen der Überbauten bei verschiedenen Belastungszuständen ersichtlich waren, ausgeführt. Die Untergurte bezw. Zugbänder der Straßenbrücken erhielten nach dem Ausrüsten und nach Aufbringung der Fahrbahn in Brückenmitte eine Sprengung von durchschnittlich 30 cm und entsprechende Fahrbahnneigung. Die Sprengungen wurden für die Zustände

1. vor dem Ausrüsten,
2. nach dem Ausrüsten,
3. nach Aufbringung der Fahrbahn,
4. nach sechsmonatigem und
5. nach zwölfmonatigem Betriebe genau gemessen und nach Vergleich mit den rechnungsmäßigen Durchbiegungen in die Brückenbücher eingetragen. Soweit sich hierbei keine wesentlichen Abweichungen ergaben, konnte von kostspieligen Probebelastungen bei den Straßenbrücken abgesehen werden. Die Eisenbahnbrücken wurden vor der Inbetriebnahme in der üblichen Weise Probebelastungen unterworfen.

Die Brückenwiderlager sind je nach der Beschaffenheit des Baugrundes in offener Baugrube oder auf Eisenbetonpfählen gegründet. Auf der westlichen Strecke des Kanals wurde in Gründungshöhe hauptsächlich grober Sand, Kies und Mergel, auf der östlichen Strecke fast durchweg feiner Sand angetroffen. Wo der Grundwasserspiegel unter Gründungssohle lag, konnte in allen Fällen in offener Baugrube gegründet werden. In einigen Fällen, in denen bei sandigem Untergrund die Gründungssohle im Grundwasser lag und tieferliegende Schichten zum Tragen herangezogen werden mußten, wurde eine Gründung auf Eisenbetonpfählen angewandt; die Pfähle konnten jedoch, wenn sie auf besonders festgelagerte Sandschichten trafen, zum Teil nicht ganz heruntergetrieben werden.

Auf den Widerlagern ruhen die Überbauten anstatt auf Auflagerquadern unmittelbar auf dem Mauerwerk, das unter Auflageroberkante durch in fettem Beton verlegte Eiseneinlagen verstärkt wurde. Die Eisenbetonauflager erreichen mindestens die Festigkeit guter Natursteine und sind billiger als diese. Sie bieten den Vorteil, daß bei Brückenhebungen unmittelbar auf dem alten Mauerwerk aufbetoniert werden kann. Die Widerlagerkörper sind von vornherein für den Fall berechnet und bemessen, daß bei erforderlich werdender Hebung das Mauerwerk um 2 m aufgehöht werden kann. Mit Rücksicht auf ungleichmäßige Senkungen wurde bei den breiteren Widerlagern zunächst eine kräftige, mit einem Eisenrost bewehrte Grundplatte vorgesehen, die nach hinten verlängert wurde, so daß die auskragenden Parallelflügel mit auf der Grundplatte aufgesetzt werden konnten. Später wurde der Eisenrost in der Grundplatte fortgelassen und — zur Aufnahme der Zugspannungen bei ungleichmäßigen Senkungen des Bauwerkes — unter den Auflagersteinen ein die ganze Widerlagerbreite verankernder weiterer Eisenrost eingebaut. Für die Berechnung der auftretenden Spannungen wurde das Widerlager mit $^5/_6$ der Breite unterstützt und $^1/_6$ mit dem Flügel freitragend angenommen. Die Eiseneinlagen wurden so bemessen, daß sie — bei einer Beanspruchung bis zur Streckgrenze — die gesamten bei obiger Annahme auftretenden Zugkräfte aufnahmen. Die Flügel wurden durch kräftige wagerechte Rundeisen, die über die ganze Flügelhöhe verteilt wurden, mit dem Widerlager verspannt. Ein nach diesen Grundsätzen ausgeführtes Widerlager zeigt Abb. 8.

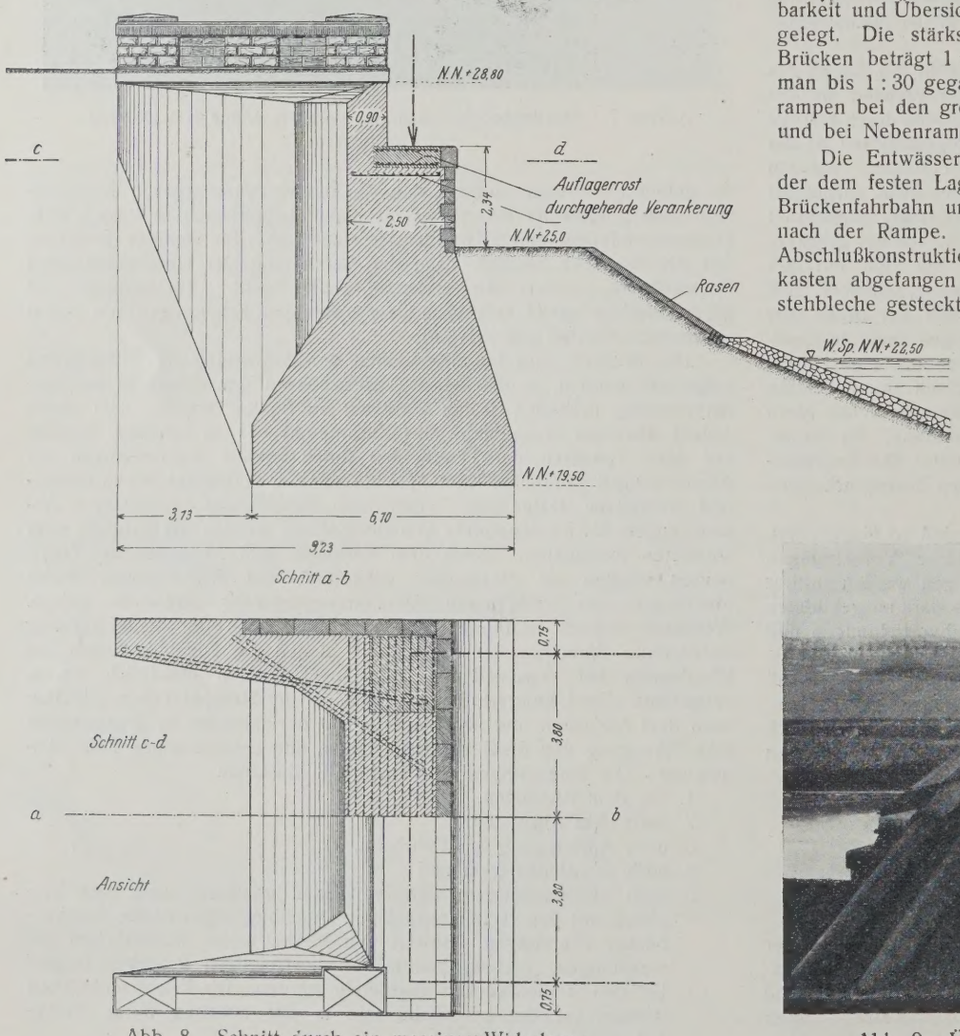


Abb. 8. Schnitt durch ein massives Widerlager.

Bei den Pfahlgründungen wurden nach dem Einrammen der Pfähle die Eisen am Pfahlkopf durch Abschlagen des Betons freigelegt und mit dem Eisenrost der Grundplatte des Widerlagers verbunden. Die Pfähle stehen reihenweise, und zwar so, daß die Pfähle der einzelnen Reihen gegeneinander versetzt sind, um mit Rücksicht auf ein leichteres Rammen einen möglichst großen Abstand der Pfähle voneinander zu erhalten. Die Neigung der Pfähle wurde so gewählt, daß die Mittelkraft aus den von ihnen aufzunehmenden Einzelkräften etwa mit der Stützlinie des Oberbaues zusammenfiel. Durch einzelne nach hinten und seitwärts geneigte Pfähle sind Pfahlbündel gebildet, die eine wagerechte Bewegung der Widerlager verhindern. Da der Oberbau verhältnismäßig niedrig gehalten werden konnte, stellten sich im allgemeinen die Kosten für eine Pfahlgründung nicht höher als die Kosten für eine Gründung in offener Baugrube.

Die Widerlager sind allgemein in Stampf- oder Gußbeton hergestellt und auf den dem Auge sichtbaren Flächen mit hammerrecht bearbeitetem Ruhrkohlensandstein verblendet. Die Ansichtflächen der Flügel sind meist glatt gehalten, zum Teil ist in Verlängerung des Randträgers des Überbaus ein Gesims aus Werkstein ausgeführt und neben dem Brückenauflager das Mauerwerk pfeilerartig vorgezogen. Die Widerlageraufbauten sind, wie bereits erwähnt, in Geländerhöhe durchgeführt und bestehen aus vollem Mauerwerk oder aus eisernen Füllstücken zwischen gemauerten Pfeilern. Als Baustoff ist ebenfalls Ruhrkohlensandstein, in einigen Fällen Muschelkalk verwendet.

Die Ausführung der Geländer der Straßenbrücken wurde an Schmiedewerkstätten vergeben. Bei den in letzter Zeit ausgeführten Geländern ist von der Verwendung von Kunstschmiedeteilen abgesehen und das Geländer in der Breite der Abdeckplatten der Widerlagerbrüstungen durchgeführt, wodurch eine ruhigere Wirkung des gesamten Bauwerks erzielt wurde.

Für die Überführung von Rohr- und Kabelleitungen sind in den Stehblechen der Querträger und im Mauerwerk der Widerlager Öffnungen vorgesehen, deren Benutzung gegen Erstattung der entstandenen Mehrkosten freigegeben wird. In einzelnen Fällen mußten für die Überleitung größerer Rohrleitungen besondere Brücken, die in der äußeren Gestaltung den Kanalbrücken angepaßt wurden, errichtet werden.

Mit Rücksicht auf den stetig wachsenden Verkehr ist auf gute Befahrbarkeit und Übersichtlichkeit der zu den Brücken führenden Rampen Wert gelegt. Die stärkste Neigung der Hauptrampen der verkehrsreicheren Brücken beträgt 1 : 40, bei den kleineren Brücken und Nebenrampen ist man bis 1 : 30 gegangen. Der kleinste Krümmungshalbmesser der Hauptrampen bei den größten Brücken beträgt 50 m, bei Feldwegbrücken 30 m und bei Nebenrampen 15 m.

Die Entwässerung der Fahrbahn der Straßenbrücken geschieht auf der dem festen Lager zugekehrten Brückenhälfte, auf der das Pflaster der Brückenfahrbahn unmittelbar in das Rampenpflaster übergeht, unmittelbar nach der Rampe. Das Wasser der anderen Brückenhälfte wird vor der Abschlußkonstruktion über dem beweglichen Auflager durch zwei Sinkkasten abgefangen und durch U-Eisenrinnen, die durch die Querträgerstehbleche gesteckt sind, in den Kanal geführt. Das durch die Abschlußkonstruktion sickernde Wasser wird durch eine Querrinne, die mit den bereits genannten Abflußrinnen verbunden ist, abgefangen.

Die Vorentwürfe für die Brücken wurden von der Bauverwaltung aufgestellt und die ausführlichen Entwürfe, deren Bearbeitung in der Regel zugleich mit der Bauausführuug an die ausführende Brücken

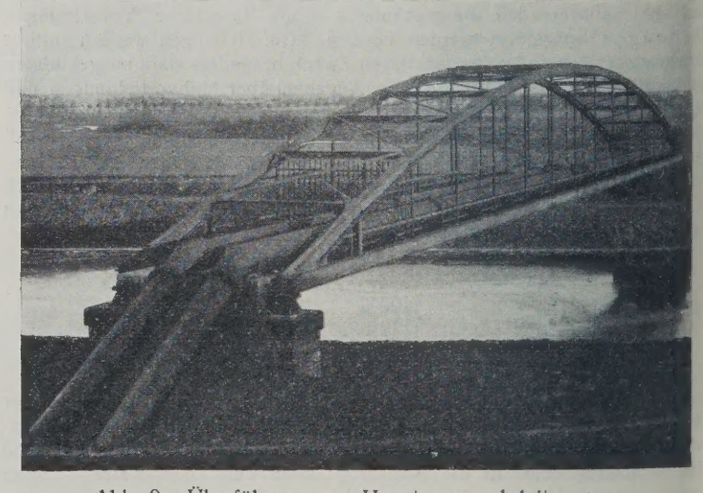


Abb. 9. Überführung von Hauptwasserrohrleitungen.

bauanstalt vergeben war, von der Kanalbaudirektion — jetzt Kanalbauabteilung — in Essen geprüft und genehmigt.

Mit der Ausführung der eisernen Überbauten waren hauptsächlich die Brückenbauanstalten Hein, Lehmann & Co. in Düsseldorf, Harkort in Duisburg, Fried. Krupp in Rheinhausen, Gutehoffnungshütte in Oberhausen, Union in Dortmund und Klönne in Dortmund betraut. Die Abnahme der Baustoffe in den Walzwerken sowie die Überwachung und vorläufige Abnahme der Bauwerkteile in den Brückenbauwerkstätten geschah durch die Kanalbauverwaltung, zum Teil unter Heranziehung einzelner Reichsbahnabnahmeämter. Die Überwachung und Abnahme der Baustellenarbeiten wurde von den örtlichen Kanalbauämtern in Wesel, Datteln und Dorsten wahrgenommen.

Verwendung von nietlosen Spundwänden Bauart Larssen beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Popken**, Vorstand des Wasserstraßenamtes Oldenburg i. O.

(Schluß aus Heft 32.)

Im Unterwasser sind wegen Ebbe und Flut längere Spundbohlen verwendet; die Sohle des Vorhafens liegt auf — 3,80 NN, also 3 m unter NNW des Tidegebiets der Hunte (s. Abb. 4, 4a, 4b). Der Spundwandholm liegt 50 cm über HHW, also auf + 3,50 NN. Die vier Leitwerke der Schleuse sind gleichmäßig ausgebildet. Die Gurteisen sind hinter die Spundwand gelegt, so daß sich nach dem Wasser zu eine völlig glatte Wand zeigt. Dies ist im Ebbe- und Flutgebiet von ganz außerordentlicher Bedeutung. Jede an den Gurteisen hart anliegende Spundbohle ist mit Schraubenbolzen fest verbunden. Die Anker liegen an der Wasserseite auf kugelig ausgedrehten Platten unter Verwendung von gleichfalls kugelig hergestellten Muttern, Eisenbetonplatten halten die Anker an der anderen Seite in ihrer Lage. Die Ankerplatten sind hier als einfache Platten 150 · 150 cm ohne besonderen Fuß ausgebildet; durch Einbau eines Fußes würde die Herstellung erschwert und verteuert werden. In eingeschlämmtem Boden und festem Erdreich wird die einfache Platte stets genügen, bei ganz losem Boden wählt man vielleicht besser Ankerplatten mit Fuß. Die Ankerstangen sind aus zwei Teilen hergestellt mit aufgestauchtem Gewinde und aus dem Vollen hergestellten Schlössern; um einen großen Durchhang zu verhindern, ist es zweckmäßig, die langen Ankerstangen auf eingerammten Pfählen zu lagern; mittels eines Holzkeiles werden die Stangen in ihre ungefähre Höhe gebracht.

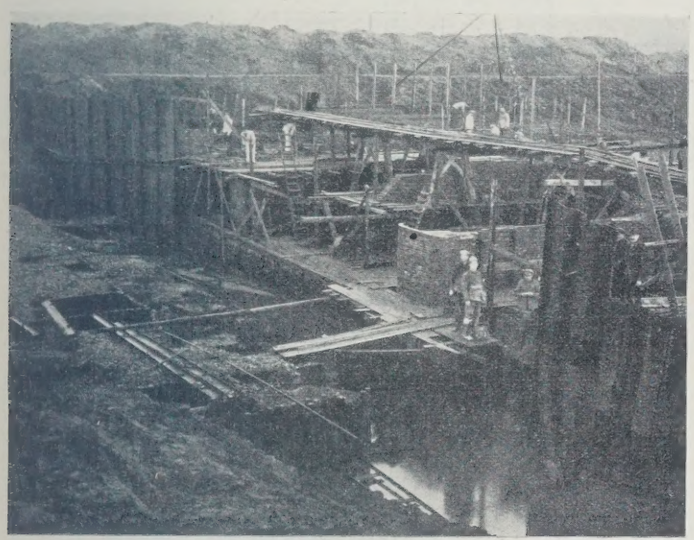


Abb. 6.
Kraftwerk Oldenburg.

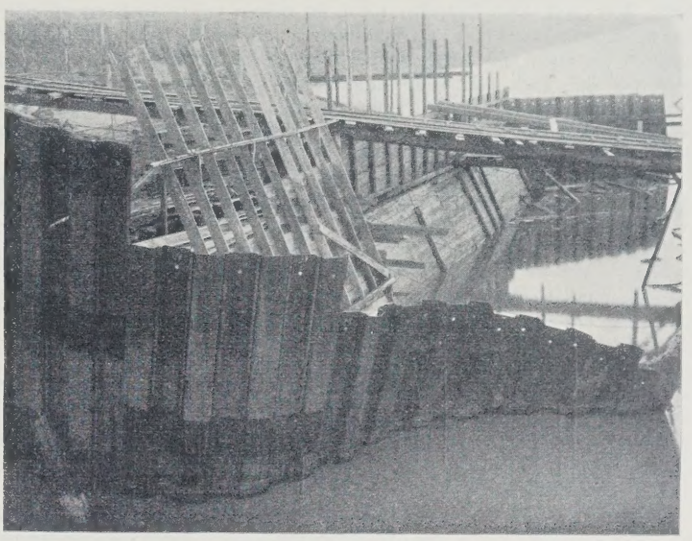


Abb. 7. Kraftwerk Oldenburg.
Der schwarze Strich bezeichnet das Sackmaß.

Im Unterwasser ist neben der Hauptverankerung der obere Teil der über die Gurteisen weit hinausragenden Spundwand der Sicherheit wegen [2]) mit einer zweiten Kopfverankerung versehen, und zwar sind 20 Rundeisenanker eingebaut, die durch die Winkeleisen des Holmes hindurchgeführt sind.

Als glatten Abschluß haben die Spundbohlen einen Eisenbetonholm erhalten, der sich auf Winkel- und Flacheisen stützt. Der Holm ist mit

[2]) Das Niederschlagwasser in dem abgeschlossenen Teile zwischen Schleuse und Spundwand bildet einen Wassersack und kann nicht gut abfließen. Der Erddruck wird hierdurch sehr groß.

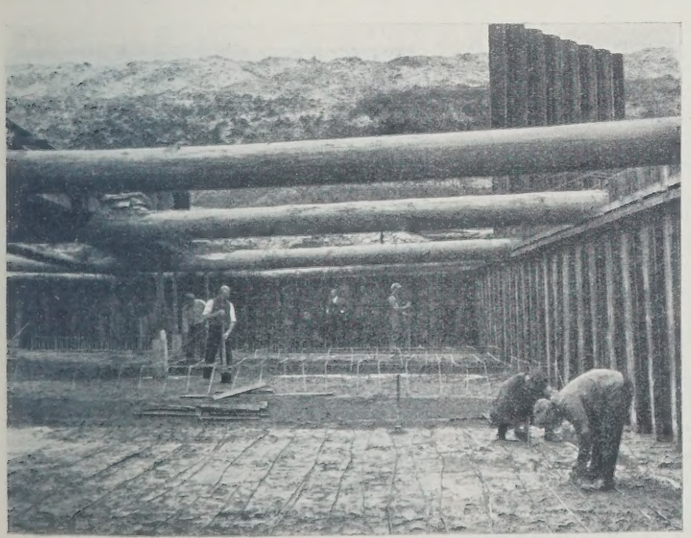


Abb. 8. Kraftwerk Oldenburg.

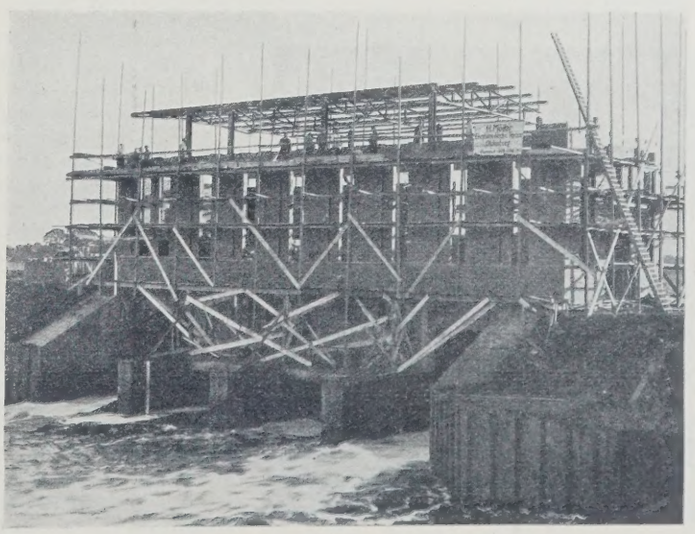


Abb. 9. Kraftwerk im Bau.

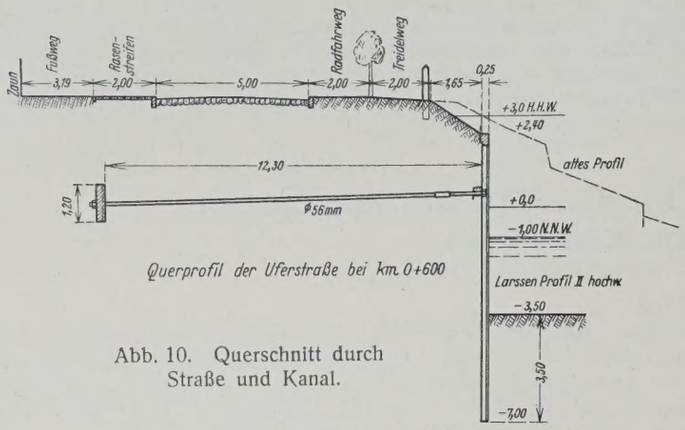


Abb. 10. Querschnitt durch Straße und Kanal.

einem Winkeleisen 100 · 150 · 14 bedeckt und so gesichert. Sämtliche Teile, die nach dem Rammen nicht im Boden lagen, sind einschließlich des Eisenbetonholms und der Ankerplatten mit einem zweimaligen Inertolanstrich versehen, der guten Schutz bietet. Im übrigen wurde Vorsorge getroffen, daß auch hier eine Sandhinterfüllung wegen der Inkrustierung eingebracht wurde. Die Arbeiten wurden ausgeführt von der Firma Kruse & Dethlefs, Wilster i. H., die auch die Schleuse „Oldenburg" gebaut hat.

In Höhe des Oberhauptes der Schleuse „Oldenburg" ist ein unter Ziff. III erwähntes „Kraftwerk" gebaut, um das Huntewasser zur Gewinnung elektrischen Stromes auszunutzen (s. Abb. 6, 7, 8, 9). In dem Kraftwerk befinden sich zwei Freischleusen, die seitlich liegen, und zwei Turbinenöffnungen zur Erzeugung des Stromes; das Oberwasser liegt mit dem Kanalwasserspiegel auf + 5,00 NN, das Unterwasser bei Sturmflut auf + 3,00 NN und bei Ebbe auf — 0,80 NN. Wie die Abbildungen erkennen lassen, sind auch bei dieser Anlage Larssen-Eisen sowohl für die Fundierung, als auch für die Flügelmauern verwendet. Da der Untergrund, wie Bohrungen ergaben, keine einheitliche Gestaltung aufwies, sondern bald aus Moor-, bald aus Darg- und aus Tonschichten bestand, mit eingesprengten Sandadern, so war die Anordnung einer dichtschließenden Larssen-Spundwand von großer Bedeutung, um einem Unterspülen bei dem starken Überdruck von vornherein zu begegnen. Wegen der fehlenden Schiffahrt sind in diesem Falle die Gurteisen nach dem Wasser zu gelegt. Die auf der Abbildung rechts liegende, im Schloß teilweise abgesackte Spundwand wurde durch das Winterhochwasser 1925/26 unterspült, ohne fortgerissen oder verformt zu werden. Nach Auffüllung

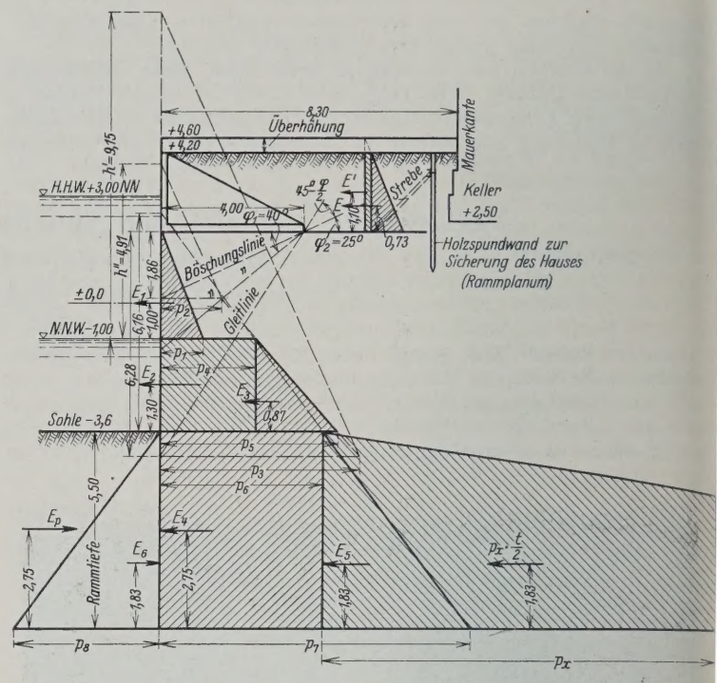


Abb. 12. Statische Untersuchung der Winkelstützmauer.

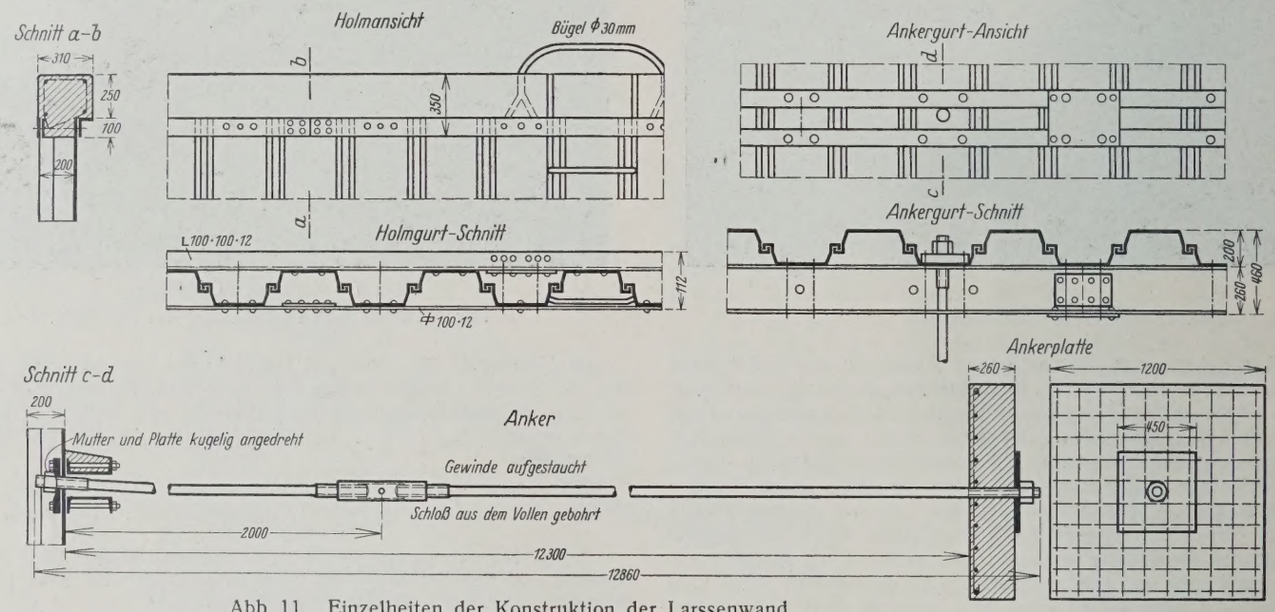


Abb. 11. Einzelheiten der Konstruktion der Larssenwand.

Abb. 14.

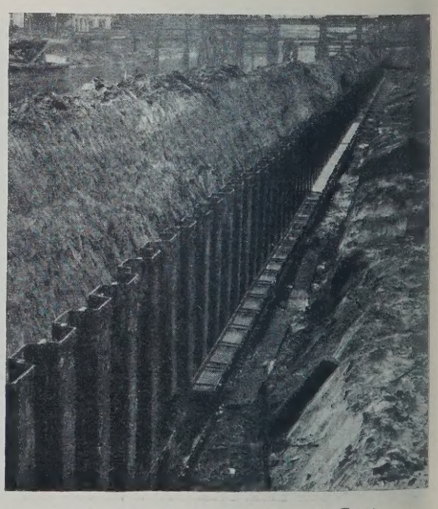


Abb. 16. Larssenwand mit Gurt.

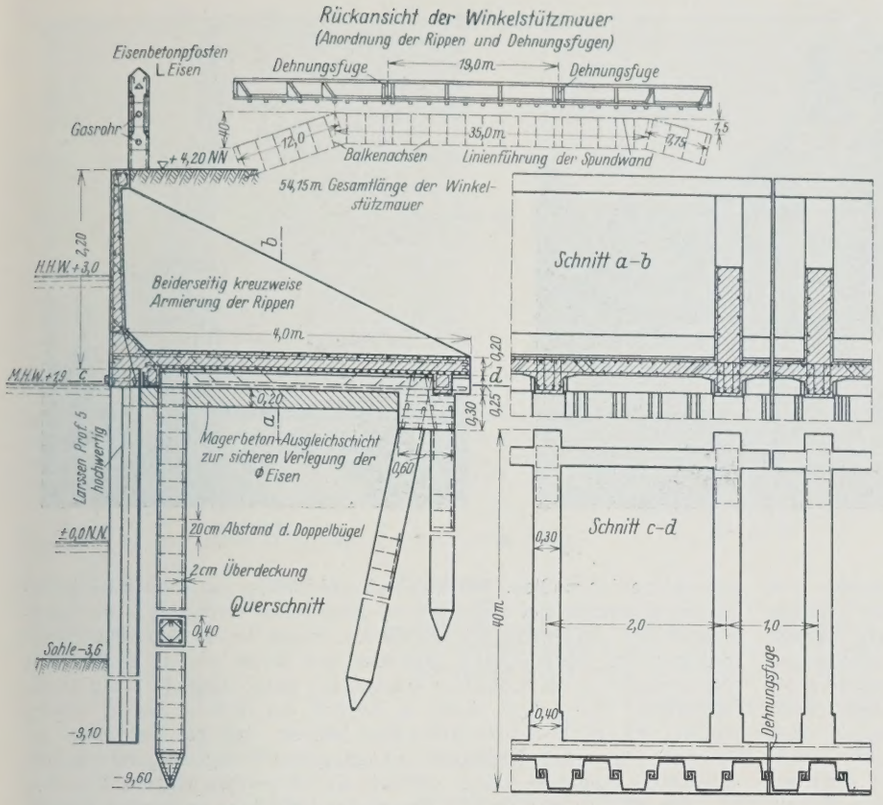


Abb. 13. Winkelstützmauer aus Eisenbeton.

des Bodens konnten die einzelnen Bohlen leicht gehoben werden, so daß kein sonderlich großer Schaden entstanden war. Abb. 8 zeigt noch die ausgehobene Baugrube und das Einbringen der Eisenbetonsohle, die seitlich liegenden Gurteisen nehmen die Holzversteifung auf und halten die Spundwand in ihrer Lage. Die Spundwand schloß so dicht, daß Wasserzufluß kaum zu merken war. Die Rammarbeiten und auch die Arbeiten zur Herstellung des Unterbaues sind im Auftrage der Firma Rothe & Reineke, Wutha bei Eisenach, durch die Tiefbaufirma H. Möller, Wilhelmshaven, ausgeführt worden. Für die Hochwasserabführung ist das Bauwerk seit zwei Jahren in Betrieb, Mängel haben sich nicht gezeigt. Es empfiehlt sich jedoch, wegen der starken Strömung im Unterwasser, die Spundwand schlauchartig anzuordnen. Die rechtwinklige Heranführung der Spundwand, gleich unterhalb des Kraftwerkes, schützt die gepflasterten Ufer nicht zur Genüge, besonders da die seitlich liegenden Freischleusen das ungewöhnliche Hochwasser des letzten Sommers auch während der Montage der Turbinen abzuführen hatten.

In großem Ausmaße sind die Larssen-Bohlen zur Herstellung der etwa 1 km langen innerhalb der Stadt liegenden Kanalstrecke verwendet worden. Das planmäßige Kanalprofil ließ sich auf dieser Strecke von km 0 bis km 1 mit geböschten Ufern nicht durchführen, da auf beiden Ufern bebaute Straßen liegen. Vergleichsentwürfe aus dem Jahre 1921 ergaben bereits, daß die Uferbefestigung aus Larssen-Spundwänden in der Herstellung und Unterhaltung die billigste Befestigung war. Über die Bauarbeiten sei kurz folgendes gesagt: Die Breite des neuen Kanals beträgt 27 m, die sich errechnet aus zwei Schiffsbreiten von je 10,50 m (Flußkanalschiffe) und je 2 m Abstand zwischen diesen und den Ufern. Die Sohle ist wagerecht auf — 3,50 NN gelegt.

Die eisernen Spundwände sind bis auf 50 cm über MHW, also auf + 2,40 NN hochgeführt und mit einem Betonholm abgeschlossen. Über dem Betonholm liegt eine anderthalbfüßige Böschung, die mit Rasensoden abgedeckt ist, hieran schließt sich ein Treidelweg von 2 m Breite an, dann kommt der 2 m breite Fußweg und die Fahrstraße. Die Spundwand, die auf dieser Strecke aus Larssen-Eisen Profil II (St 48 mit 50 bis 60 kg/mm²) Festigkeit hergestellt wird, ist verankert, die Gurtung hinter die Wand gelegt, um den Schiffen zum Aufsetzen oder Unterhaken keinen Anlaß zu bieten. Die Rammtiefe beträgt 3,50 m für das voll ausgehobene Profil (Abb. 10).

Da die Spundwand unmittelbar an der Straße entlang führt, ist zur Sicherheit der Fußgänger ein Geländer an der Seite des Treidelweges vorgesehen; dieses besteht aus Eisenbetonständern mit Winkeleisen und Gasrohren. Alle 50 m werden beiderseitig versetzt eiserne Leitern bis zum NNW hinabgeführt, um ein Heraussteigen aus dem Kanal zu ermöglichen (Abb. 12).

Die statische Untersuchung wurde rechnerisch durchgeführt, und zwar von der nach Engels (Bd. II, S. 1534 u. f.) angegebenen Berechnungsweise. Die Bohrergebnisse sind auf der Abbildung dargestellt, der Boden besteht in der Hauptsache aus sehr feinem Schlammsande mit eingesprengten Moor-, Darg- und Tonschichten.

Während an der Kanal-, Ufer-, Schleusenstraße und einem Teil der Brunnenstraße das Regelprofil, d. h. Larssen-Spundwand mit rückwärtiger Verankerung an Eisenbetonplatten durchgeführt werden konnte, wurde auf der Strecke der Brunnenstraße, wo die Nähe der Häuser die Durchführung des Regelprofils nicht zuließ, eine freistehende Spundwand Larssen-Eisen Profil V hochwertig) mit darüber auf Eisenbetonpfählen ruhender Winkelstützmauer aus Eisenbeton angeordnet. Die eiserne Larssen-Wand, Profil V hochwertig, wurde 5,50 m unter späterer Kanalsohle hinabgerammt, so daß die Unterkante auf — 9,10 NN liegt. Der Eisenbetonholm greift 25 cm in die Winkelstützmauer ein; die Spundwand ist also praktisch fest mit der Winkelstützmauer verbunden. Eine Übertragung der wagerechten Erddruckkraft der Winkelstützmauer auf den Kopf der Spundwand kommt nicht in Frage, da die gesamten Lasten der Mauer von dem Pfahlrost aufgenommen werden. Die Sohle der Winkelstützmauer liegt auf + 2,00 NN, d. h. 0,10 m über MHW von + 1,90 NN. Die Sohlenplatte ist 4 m breit gewählt, damit die Spundwand von dem auf die Winkelstützmauer wirkenden Erddruck ganz entlastet wird; unter der Sohlenplatte wurde eine Betonmagerschicht eingestampft, damit die Eiseneinlage vorschriftsmäßig zu verlegen war. Um Temperatureinflüsse auszuschalten, sind zwei Dehnungsfugen in Abständen von 19 m angeordnet; auch im Eisenbetonholm des Regelprofiles sind Dehnungsfugen vorgesehen. Zur statischen Untersuchung sei bemerkt, daß der auf die Winkelstützmauer vom Erddruck ausgeübte wagerechte Schub bei der Standsicherheitsberechnung bei der Spundwand vernachlässigt worden ist, da dieser Druck nach Einführung von Schrägpfählen von dem Pfahlrost selbst aufgenommen wird. Die Verringerung des Erddruckes auf die Spundwand durch Anordnung der Winkelstützmauer ist bei der gewählten Abmessung des Sohlenschenkels recht erheblich und ist in voller Größe in die Berechnung eingeführt. Der am Fuß der Spundwand errechnete größte Druck überschreitet das zulässige Maß nicht.

Die Konstruktionseinzelheiten gehen aus der Abb. 12 u. 13 hervor; zur Sicherung der Häuser mußte noch eine Holzspundwand geschlagen werden

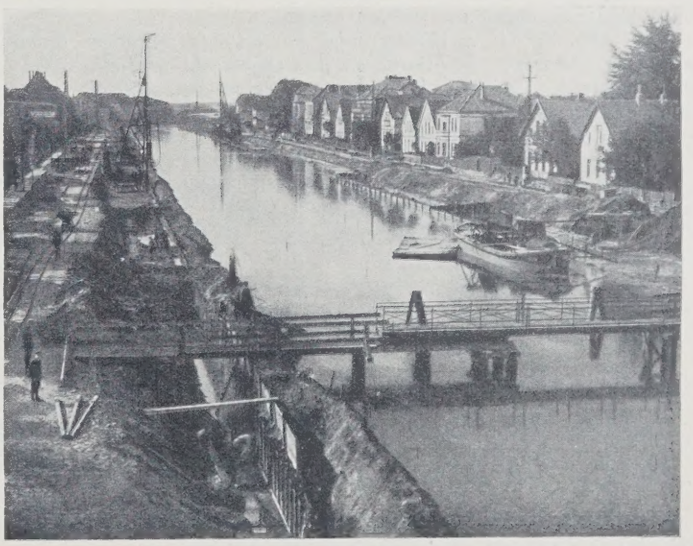


Abb. 15. Übersicht der ganzen Strecke, links die Uferstraße, rechts die Kanalstraße, von dem Turm der Amalienbrücke aus Blick nach Westen. Im Vordergrunde Fußgängernotbrücke.

damit die Ramme weit genug zurückgerückt werden konnte. Entgegen der üblichen Ausführung wurde hier die Larssen-Spundwand nach dem Wasser zugelegt, damit bei tiefer Ebbe kein Einblick unter die Winkelstützmauer möglich war.

Die Rammarbeiten wurden auf Grund öffentlicher Ausschreiben der mindestfordernden Firma Peter Fix Söhne, Duisburg-Meiderich, übertragen. Die Firma schaffte zwei Rammen zur Baustelle und begann auf beiden Kanalufern gleichzeitig mit der Arbeit, nachdem vorher ein Greifer das Rammplanum geschaffen hatte. Die Rammen von der Firma Menck &

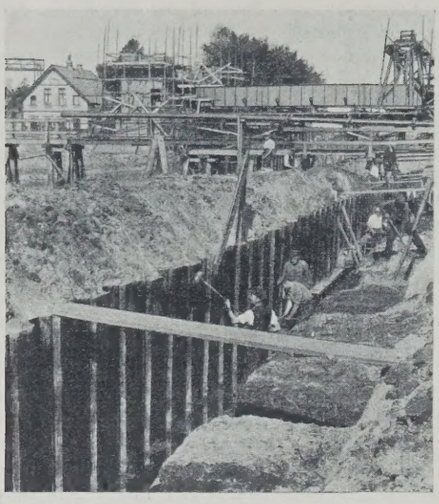


Abb. 17.

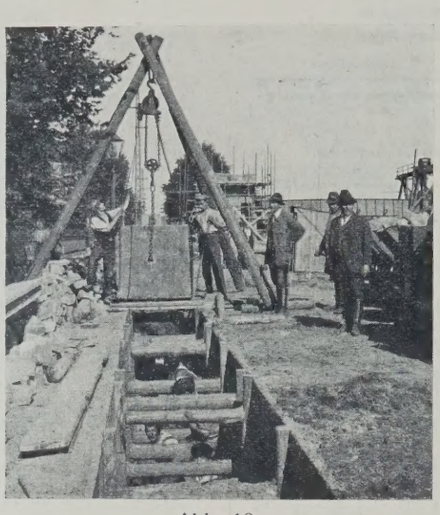


Abb. 18.

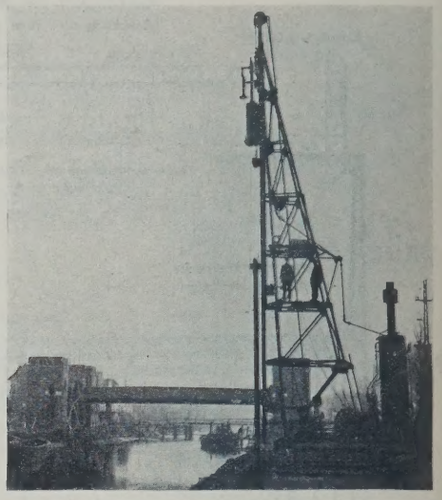


Abb. 19.

Hambrock hatten eine Gesamthöhe von 18,75 m und eine Nutzhöhe von 12,50 m. Das Gewicht des Bären betrug 1,8 t und die größte Fallhöhe 1,25 m. Es war möglich, nach Bedarf langhubige und kurze Schläge auszuführen (35 bis 45 Schläge in einer Minute). Bei den sehr langen Doppelbohlen war es notwendig, daß die Schläge kurz hintereinander folgten, so daß die Bohlen nicht zur Ruhe kamen. Die Vereinigten Stahlwerke A. G., Dortmund, lieferten Einzelbohlen, da diese wegen ihres großen Gewichts einzeln leichter an die Baustelle zu transportieren waren; hier wurden sie mittels einer geliehenen Presse, wie Abb. 14 zeigt, zusammengepreßt. Das Rammen von Doppelbohlen hat noch den Vorteil, daß wegen der größeren Reibung die schon gerammten Bohlen nicht mitziehen. Sollten dennoch Bohlen mitgehen, so wurden Paßstücke geliefert und angeschweißt, so daß die Wand vollkommen dicht wurde.

An Hand der Abbildungen seien die Bauarbeiten kurz beschrieben: Abb. 15 gibt eine Übersicht über die ganze Kanalstrecke von der Amalienbrücke aus. Die Ramme an der rechten Seite ist früher angesetzt und hat auch einen schwereren Bären als die andere. Nach dem Wasser zu hat der Greifer bei Herstellung des Rammplanums einen Schutzdamm geschüttet, der die Arbeitsstelle vor Überflutung zu schützen hatte. Es wurden noch Querdämme gezogen, um das Auspumpen einzelner Strecken zu ermöglichen. Diese Arbeitstrecken wurden ausgepumpt, damit die Gurte landseitig angebracht werden konnten.

Auf Abb. 16 ist im Hintergrunde die im Bau begriffene Amalienbrücke zu erkennen. Die Gurteisen sind angebracht und die Anker bereits eingebaut. Das obere ⊏-Eisen ist mit einer Betoneinlage versehen, damit das Niederschlagwasser gut abfließen kann. Jede zweite Bohle ist mit dem Gurt durch Schraubbolzen verbunden.

Auf Abb. 17 ist wiederum die Spundwand dargestellt, und zwar wird sie rückwärtig, soweit sie frei liegt, mit einem doppelten Inertolanstrich versehen, im Hintergrunde werden die Gurteisen angebracht; die Einschnitte für die zum Teil in offener Baugrube eingebrachten Ankerstangen sind noch zu erkennen.

Die Abb. 18 zeigt die Ankergrube. Diese Ankergruben sind im Holzverbau hergestellt, da die Ankerplatten bis zu einer großen Tiefe abgesenkt werden mußten. Mit Holzbock und Flaschenzug wurden die Ankerplatten abgesenkt und unten mit der Ankerplatte verbunden. Die Ankerstangen sind zum größten Teil bei NW vom Wasser her durch die Spundwand gedrückt und weiter mittels Erdbohrer und Winde bis zur Plattengrube durchgestoßen. Das Schloß der Ankerstange wurde möglichst dicht an die Spundwand herangelegt, damit an Aushub des Bodens gespart werden konnte. Es soll hier nicht unerwähnt bleiben, daß das Einbringen der Ankerstangen mittels Spülrohres auch mit gutem Erfolge ausgeführt wurde; bei offener Baugrube mußte natürlich ein Holzverbau eingebaut werden.

Die Abb. 19 zeigt die zum Einrammen der Bohlen verwendete Ramme; sie läuft auf dem vorher in Höhe von + 2,20 NN hergerichteten Rammplanum; mittels Feldbahngleises wurden die Doppelbohlen von der Presse zur Ramme herangeschafft und von der Ramme selbst hochgezogen und in das Schloß eingesetzt.

Die Uferbefestigungsarbeiten zwischen der Amalien- und Cäcilienbrücke sind bis auf kleinere Restarbeiten vollendet; auch westlich der Cäcilienbrücke wurde das Regelprofil an der Brunnen- und Schleusenstraße eingebaut. Die Fertigstellung der Winkelstützmauer hat jedoch wegen des strengen Winters eine Unterbrechung erfahren müssen, da diese dünne Eisenbetonmauer sorgfältig und gut hergestellt werden muß. Die Uferbefestigungsarbeiten westlich der Cäcilienbrücke wurden von der Firma Kruse & Dethlefs, Wilster i. Holstein, ausgeführt.

Zum Inertolanstrich sei noch bemerkt, daß dieser wasserseitig bis NNW herabgeführt wurde. Es war aber notwendig, eine Mischung herzustellen, die rasch trocknete, damit das Flutwasser den aufgebrachten Anstrich nicht mit fortnahm.

An den beiden elektrischen Hubbrücken ist die Larssenwand zum Teil allerdings unter Verwendung kleinerer Profile glatt durchgeführt (s. „Die Bautechnik" 1927, Heft 22 und 26).

Die Uferbefestigungsarbeiten sind mustergültig durchgeführt, so daß diese Kanalstrecke mit ihrer dauerhaften Einfriedigung einen sehr günstigen Eindruck hinterläßt; in der Ausführung ist diese Befestigungsart zwar etwas teuer, aber wegen geringerer Unterhaltungsarbeit und Dauerhaftigkeit darf die Ausführung empfohlen werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke.

Von Reichsbahnrat **Klett**, Berlin.

(Schluß aus Heft 33.)

Der erste Abschnitt schließt mit den Vorschriften über die Zusammensetzung der zugelassenen Rostschutzfarben.

Für jede Farbe ist vorgeschrieben:

a) der Farbton,
b) der bezw. die Farbkörper,
c) der Mindestgehalt an Bindemittel (ohne Verdünnung),
d) der Mindest- und Höchstgehalt an Verdünnungsmittel,
e) der Gehalt an Holzölstandöl im Bindemittel,
f) die Zähflüssigkeit des Bindemittels bei 50° in Englergraden.

Bei der Grundfarbe ist der Bindemittelgehalt nicht bloß nach unten, sondern auch nach oben begrenzt worden. Dies hat seinen Grund darin, daß die Vorschriften sowohl für die bewährten streichfertigen Mennigen der alten Herstellungsweise als auch für die sogenannten dispersen Bleimennigesorten gelten sollen, die durch ein besonderes Verfahren viel feiner gewonnen werden und wegen ihrer erheblich vergrößerten Oberfläche einen entsprechend höheren Ölbedarf haben als die ersteren. Da die Ansichten über die Wirkung eines hohen Ölgehalts auf die Wasserdichtigkeit des Mennigeanstrichs noch auseinandergehen, so hält es die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft für ratsam, so lange eine obere Grenze vorzuschreiben, bis die Zweifel einwandfrei geklärt sind.

Die vorgeschriebene Zusammensetzung der Farben ist aus der folgenden Tabelle zu ersehen:

Der zweite Abschnitt behandelt die Güteprüfung der angelieferten Farben.

Für die Güteprüfung sind die bei der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft angewandten Untersuchungsverfahren maßgebend. Sofern diese nicht bekannt sein sollten, können sie von den Lieferern bei der Chemischen Versuchsanstalt des Reichsbahnwerks Brandenburg West in Kirchmöser erfragt werden.

Die Prüfung auf Gegenwart von Harz mittels der Storch-Morawskischen Reaktion ist besonders beschrieben: Als positiver Ausfall dieser Reaktion gilt eine bald verschwindende Violettfärbung mindestens von der Farbtiefe einer $^1/_{1000}$ Normal-Permanganatlösung, wenn drei Tropfen des durch Dekantieren aus der Probe erhaltenen Bindemittels oder eine ent-

1	2	3	4	5	6	7	8
Stoffnummer	Sortennummer	Farbton	Farbkörper	Mindestgehalt an Bindemittel (ohne Verdünnung) in 100 Gewichtsteilen streichfertiger Farbe u. Bezeichnung des Bindemittels	Gehalt an Verdünnungsmittel in 100 Gewichtsteilen streichfertiger Farbe	Gehalt an Holzölstandöl im Bindemittel %	Zähflüssigkeit des Bindemittels bei 50° in Englergraden
			A. Grundfarbe.				
260.02	01	Rot	Bleimennige	Mindestgehalt 15 Teile Höchstgehalt 23 „ Leinöl oder Leinölfirnis	0 bis 3 Teile	—	—
			B. Deckfarben.				
			a) Graue Wetterfarben.				
			Erster Deckanstrich.				
260.06	01	Hellgrau Nr. 2a oder 4a	Bleiweiß und Ruß	30 Teile Leinölfirnis	0 bis 3 Teile	—	—
260.06	02	desgl.	Zinkoxyd und Ruß	35 „ „	desgl.	—	—
260.06	03	„	Eisenglimmer mit 2 bis 3% metallischem Aluminium	30 „ „	„	—	—
260.06	04	„	Bleiweiß und Zinkoxyd im Verhältnis 3 : 7 und Ruß	30 „ „	„	—	—
260.06	05	„	Bleiweiß und Eisenglimmer im Verhältnis 2 : 3	30 „ „	„	—	—
260.06	06	„	Zinkoxyd und Eisenglimmer im Verhältnis 2 : 3	30 „ „	„	—	—
			Zweiter Deckanstrich.				
260.06	51	Grau Nr. 2 oder 4	Bleiweiß und Ruß	30 Teile Leinölstandölfirnis	5 bis 15 Teile	—	20 ± 2
260.06	52	desgl.	Zinkoxyd und Ruß	35 desgl.	desgl.	—	20 ± 2
260.06	53	„	Eisenglimmer mit 5 bis 6% metallischem Aluminium	35 desgl.	„	—	20 ± 2
260.06	54	„	Bleiweiß und Zinkoxyd im Verhältnis 3 : 7 und Ruß	35 desgl.	„	—	20 ± 2
260.06	55	„	Bleiweiß und Eisenglimmer im Verhältnis 2 : 3 u. Ruß	30 desgl.	„	—	20 ± 2
260.06	56	„	Zinkoxyd u. Eisenglimmer im Verhältnis 2 : 3 u. Ruß	35 desgl.	„	—	20 ± 2
			b) Graue rauchgasfeste Farben.				
			Erster Deckanstrich.				
260.07	01	Hellgrau Nr. 2a oder 4a	Bleiweiß und Ruß	25 Teile Holzölleinölstandölfirnis	5 bis 15 Teile	25	20 ± 2
260.07	02	desgl.	Bleiweiß und Eisenglimmer im Verhältnis 2 : 3	25 desgl.	desgl.	25	20 ± 2
260.07	03	„	Eisenglimmer mit 2 bis 3% metallischem Aluminium	25 desgl.	„	25	20 ± 2
			Zweiter Deckanstrich.				
260.07	51	Grau Nr. 2 oder 4	Bleiweiß und Ruß	30 Teile Holzölleinölstandölfirnis	5 bis 15 Teile	25	20 ± 2
260.07	52	desgl.	Bleiweiß und Eisenglimmer im Verhältnis 2 : 3	30 desgl.	desgl.	25	20 ± 2
260.07	53	„	Eisenglimmer mit 5 bis 6% metallischem Aluminium	30 desgl.	„	25	20 ± 2
			c) Bunte Wetterfarben.				
			Erster Deckanstrich.				
260.08	01	Ocker hell Nr. 11a	Ocker, Bleiweiß: Ocker darf Kalk- und Magnesiumverbindungen auf CaO berechnet nur bis 2% enthalten	35 Teile Leinölfirnis	0 bis 5 Teile	—	—
260.08	02	Rotbraun hell Nr. 13a	Eisenoxydrot: Eisenoxydrot muß mindestens 60% Fe_2O_3 enthalten. Kalk- und Magnesiumverbindungen dürfen auf CaO berechnet nur bis zu 5% enthalten sein	35 „ „	desgl.	—	—
260.08	03	Eichenholzgelb hell Nr. 17a	Ocker und Bleiweiß	35 „ „	„	—	—
260.08	04	Grün hell Nr. 26a	Bleichromat, Bleiweiß und Berlinerblau	30 „ „	„	—	—
260.08	05	Olivgrün hell Nr. 28a	Ocker, Berlinerblau, Bleichromat, Bleiweiß und Beinschwarz	35 „ „	„	—	—
260.08	06	Blau hell Nr. 32a	Zinkoxyd und Berlinerblau	35 „ „	„	—	—
			Zweiter Deckanstrich.				
260.08	51	Ocker Nr. 11	Ocker: Er darf Kalk- und Magnesiumverbindungen auf CaO berechnet nur bis 2% enthalten	40 Teile Leinölstandölfirnis	5 bis 15 Teile	—	20 ± 2
260.08	52	Rotbraun Nr. 13	Eisenoxydrot und Ruß: Eisenoxydrot muß mindestens 60% Fe_2O_3 enthalten. Kalk- und Magnesiumverbindungen dürfen auf CaO berechnet nur bis zu 5% enthalten sein	40 desgl.	desgl.	–	20 ± 2
260.08	53	Eichenholzgelb Nr. 17	Ocker, Bleiweiß und Ruß	35 desgl.	„	—	20 ± 2
260.08	54	Grün Nr. 26b	Bleichromat, Bleiweiß und Berlinerblau	30 desgl.	„	—	20 ± 2
260.08	55	Olivgrün Nr. 28b	Ocker, Berlinerblau, Bleiweiß und Beinschwarz	35 desgl.	„	—	20 ± 2
260.08	56	Blau Nr. 32	Zinkoxyd und Berlinerblau	40 desgl.	„	—	20 ± 2
			d) Bunte, rauchgasfeste Farben.				
			Erster Deckanstrich.				
260.09	01	Ocker hell Nr. 11a	Ocker, Bleiweiß: Ocker darf Kalk- und Magnesiumverbindungen auf CaO berechnet nur bis 2% enthalten	30 Teile Holzölleinölstandölfirnis	5 bis 15 Teile	25	20 ± 2
260.09	02	Rotbraun hell Nr. 13a	Eisenoxydrot: Eisenoxydrot muß mindestens 60% Fe_2O_3 enthalten. Kalk- und Magnesiumverbindungen dürfen auf CaO berechnet nur bis zu 5% enthalten sein	30 desgl.	desgl.	25	20 ± 2
260.09	03	Eichenholzgelb hell Nr. 17a	Ocker und Bleiweiß	30 desgl.	„	25	20 ± 2
260.09	04	Grün hell Nr. 26a	Bleichromat, Bleiweiß und Berlinerblau	25 desgl.	„	25	20 ± 2
260.09	05	Olivgrün hell Nr. 28a	Ocker, Berlinerblau, Bleichromat, Bleiweiß und Beinschwarz	30 desgl.	„	25	20 ± 2
260.09	06	Blau hell Nr. 32a	Zinkoxyd und Berlinerblau	30 desgl.	„	25	20 ± 2
			Zweiter Deckanstrich.				
260.09	51	Ocker Nr. 11	Ocker: Er darf Kalk- und Magnesiumverbindungen auf CaO berechnet nur bis 2% enthalten	35 Teile Holzölleinölstandölfirnis	5 bis 15 Teile	25	20 ± 2
260.09	52	Rotbraun Nr. 13	Eisenoxydrot und Ruß: Eisenoxydrot muß mindestens 60% Fe_2O_3 enthalten. Kalk- und Magnesiumverbindungen dürfen auf CaO berechnet nur bis zu 5% enthalten sein	35 desgl.	desgl.	25	20 ± 2
260.09	53	Eichenholzgelb Nr. 17	Ocker, Bleiweiß und Ruß	35 desgl.	„	25	20 ± 2
260.09	54	Grün Nr. 26b	Bleichromat, Bleiweiß und Berlinerblau	30 desgl.	„	25	20 ± 2
260.09	55	Olivgrün Nr. 28b	Ocker, Berlinerblau, Bleiweiß und Beinschwarz	35 desgl.	„	25	20 ± 2
260.09	56	Blau Nr. 32	Zinkoxyd und Berlinerblau	35 desgl.	„	25	20 ± 2

sprechende Menge des Anstrichmittels mit 3 cm^3 Essigsäureanhydrid kalt vermischt und dann mit ein bis zwei Tropfen Schwefelsäure vom spezifischen Gewicht 1,53 versetzt werden.

Bei der Probeentnahme ist auf sorgfältiges Durchrühren der Farben und namentlich auf Verrühren von etwa vorhandenem Bodensatz zu achten. Die zum Umrühren und Schöpfen dienenden Geräte und die zum Probeversand bestimmten Gefäße müssen völlig sauber sein.

Im dritten und vierten Abschnitt ist die Art der Anlieferung der Anstrichstoffe und die Ersatzpflicht des Lieferers geregelt. Die Versandgefäße, die der Lieferer, wenn nichts anderes vereinbart ist, leihweise ohne Leihgebühr vorzuhalten hat, müssen so beschaffen sein, daß ein leichtes Durchmischen der Farben möglich ist. Blechgefäße müssen deshalb mit weiten Auslaßöffnungen versehen sein. Sehr wichtig ist die Bedingung, daß die Farblieferer gehalten sind, mindestens 20% jeder gelieferten Farbmenge auf Abruf umgehend nachliefern zu können. Die Werke müssen also entweder die erforderliche Menge auf Lager halten oder so leistungsfähig sein, daß sie die nachbestellten Farben in kürzester Zeit bedingungsgemäß herstellen können. Die Lieferfirma haftet für jeden durch verspätete Nachlieferung oder durch Lieferung nicht bedingungsgemäßer Farben entstandenen Schaden.

Die „Besonderen Bedingungen für die Entrostung und das Anstreichen von Eisenbauwerken" sind in der Anlage 2 niedergelegt; sie sind im großen ganzen dieselben geblieben wie die seitherigen. Einige wichtige Änderungen sind dadurch bedingt worden, daß von nun ab standölhaltige Farben vorgeschrieben sind.

Abschnitt 1 bespricht die vor dem Anstreichen erforderliche gründliche Reinigung des Eisens.

Abschnitt 2 und 3 behandeln die beiden Entrostungsarten, die bei der Deutschen Reichsbahn fast ausschließlich zum Entrosten von Eisenkonstruktionen angewendet werden, nämlich die Handentrostung und die Sandstrahlentrostung. Neu hinzugekommen ist eine Bestimmung über den Grad der Sandstrahlentrostung. Fertige Eisenbauten, die noch keinen Anstrich erhalten haben, sind durchweg metallrein zu entrosten. Bei Eisenbauten mit altem Anstrich dagegen brauchen in der Regel nur die Roststellen und solche Flächen, wo die alte Farbe sich mit der Stahlbürste entfernen läßt, metallisch blank entrostet, d. h. von jeglichen nicht zum Eisen gehörenden Bestandteilen befreit zu werden. Um späteren Auseinandersetzungen vorzubeugen, ist in der Ausschreibung der verlangte Umfang und Grad der Entrostung anzugeben.

Wegen der Vergiftungsgefahr, die bei der Entfernung alter bleihaltiger Anstriche als besonders groß angesehen wird, ordnen die Bedingungen an dieser Stelle Einhaltung der vorgeschriebenen Schutzmaßnahmen an.

Abschnitt 4 betrifft die Vergebung der Entrostungsarbeiten. Sie sind im allgemeinen mit den Anstreicherarbeiten zu vergeben, und zwar nach Flächendurchschnittspreisen. Im Angebot sind die Kosten für Rüstung besonders anzugeben. Damit soll erreicht werden, daß bei der Veranschlagung auf eine ordnungsmäßige Rüstung Gewicht gelegt wird. Ferner ist verlangt, daß das Bauwerk vor der Angebotsabgabe besichtigt wird, weil sonst eine richtige Preisbemessung nicht möglich ist.

Nach Abschnitt 5 sind die Entrostungsarbeiten durch die Bauleitung dauernd zu beaufsichtigen und durch sie abzunehmen. Vor der Abnahme darf mit dem Grundanstrich nicht begonnen werden. Wenn Entrostung und Anstrich nicht in einer Hand liegen, so muß sich außerdem vorher die Malerfirma mit dem Grade der Entrostung einverstanden erklären.

Abschnitt 6 enthält die wichtige Bestimmung, daß alle Flächen sofort nach der Entrostung mit einem dünnen Leinölhauch zu versehen sind und daß der Grundanstrich sobald wie möglich aufgetragen wird. Letztere Bestimmung mußte in die Bedingungen aufgenommen werden, weil festgestellt wurde, daß mitunter die Ansicht bestand, der Leinölhauch könne längere Zeit stehenbleiben, ohne daß darauf der Grundanstrich aufgebracht wird. Dies ist aber irrig, denn der Leinölfilm quillt durch Aufnahme von Feuchtigkeit auf und wird dadurch wasserdurchlässig. Der Leinölhauch kann somit neue Rostbildung nicht verhindern. Alles Eisen, das gestrichen werden soll, muß völlig trocken und rostfrei sein, weil auf feuchtem Eisen keine Farbe hält.

Die Abschnitte 7 bis 13 behandeln die Vergebung und Ausführung der Anstricharbeiten.

Mit Rücksicht darauf, daß Standölfarben sich schwerer verarbeiten lassen und deshalb besondere Sorgfalt beim Verstreichen erfordern, hat sich die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft veranlaßt gesehen, Akkordarbeit zu verbieten. Das Akkordsystem bildet zweifellos für die Arbeiter einen starken Anreiz, die Anstrichvorschriften nicht streng innezuhalten, um möglichst rasch fertig zu werden. Hierbei kommt noch in Betracht, daß viele ungelernte Arbeiter zum Anstreichen verwendet werden.

Es ist unter allen Umständen Wert auf eine gute gewissenhafte Ausführung des Anstrichs zu legen, weil sie von großer Bedeutung für seine Haltbarkeit ist. Deshalb ist sorgfältige Auswahl von geeigneten Unternehmern, die über eine genügende Anzahl gelernter Maler verfügen, sowie eine gute und dauernde Beaufsichtigung der Anstreicherarbeiten dringend geboten. Die Arbeiten sollten nur in engerem Wettbewerb unter bewährten Firmen ausgeschrieben werden.

Beim Anstreichen ist darauf zu achten, daß die zu streichenden Flächen nicht nur vollständig trocken, sondern auch frei von allem Schmutz und Staub sind. Bei der Sandstrahlentrostung bleiben in den Fugen und Ecken Sandkörner zurück, die sorgfältig beseitigt werden müssen, da sie sonst im Laufe der Zeit die Anstrichhaut durchbohren und so Veranlassung zu Roststellen werden. Ein Anstrich darf erst aufgetragen werden, wenn der vorhergehende Anstrich gut getrocknet und erhärtet ist und wenn der Bauaufsichtsbeamte seine Genehmigung dazu gegeben hat. (Die neuerdings aufgekommenen Sonderfarben, die sich naß auf naß verarbeiten lassen, fallen natürlich nicht unter diese Bestimmung.) Die einzelnen Anstriche müssen sich im Farbton voneinander unterscheiden, wie dies durch die genormten Deckfarben bereits geregelt ist.

Für den Anstrich von Flächen, die dem Dampf und den Rauchgasen von Lokomotiven unmittelbar ausgesetzt sind, sind besondere Maßnahmen gegeben. Diese Arbeiten können nur in größeren Zugpausen oder nötigenfalls an Sonntagen ausgeführt werden. Damit der Unternehmer alle erschwerenden Umstände bei der Preisstellung berücksichtigen kann, muß die Ausschreibung erschöpfende Angaben darüber enthalten. Die Vorschriften weisen darauf hin, daß die rauchgasfesten Standölfarben dünn aufgetragen und gleichmäßig verstrichen werden müssen, damit die Farbe namentlich an den Plattenstößen und Nietköpfen nicht zu dick aufliegt und Runzeln bildet.

Die Witterung ist von wesentlichem Einfluß auf die Güte der Ausführung und damit auf die Haltbarkeit des Anstrichs.

Bei Regen, Nebel oder feuchter Witterung sind die Arbeiten unbedingt einzustellen und erst fortzusetzen, wenn die zu streichenden Eisenteile vollständig abgetrocknet sind.

Der Unternehmer hat im allgemeinen das Risiko der Arbeitsunterbrechungen infolge schlechter Witterung selbst zu tragen. Die Reichsbahn-Gesellschaft kann aber auch eine Vergütung der ausfallenden Stunden mit ihm vereinbaren; in diesem Falle sind die Arbeiter verpflichtet, eine ihnen von der Bauleitung angebotene angemessene andere Arbeit während der Unterbrechung zu übernehmen. Den Reichsbahndirektionen ist freigestellt, die eine oder andere Vergütungsart zu wählen. Um Unterlagen zu bekommen, hat der Unternehmer seine Preise stets für beide Vergütungsarten zu stellen.

Über Behandlung und Verschlichtung der Farbe sind ausführliche Bestimmungen gegeben. Die Farbe ist in den Gebinden bis auf den Boden restlos aufzurühren, bevor sie in die Gebrauchsbehälter übernommen wird, und auch in diesen ist die Farbe während der Arbeit immer wieder durchzumengen. Eine auf der Farbe entstandene Haut ist vorher stets zu entfernen. Eine Verdünnung der Farbe darf nur mit ausdrücklicher Genehmigung der Bauleitung vorgenommen werden. Diese darf für Farben, die bei einer Temperatur unter 5° nicht mehr streichfähig sind, bis zu 5% Verdünnungsmittel (Terpentinölersatz) zulassen. Eine durch Lagern eingedickte Farbe ist in einem Farbwerk wieder aufbereiten zu lassen.

Die Farbe soll möglichst dünn und gleichmäßig mit kurzhaarigen Pinseln aufgetragen werden. Sie darf auch aufgespritzt werden, doch ist hierzu in jedem einzelnen Falle Genehmigung erforderlich.

Für den Umgang mit Bleifarben enthalten die Bedingungen als Anlage ein Bleimerkblatt, das vom Reichsarbeitsminister am 27. Januar 1920 herausgegeben wurde. Das Blatt gibt Aufschluß über die Entstehung und Verhütung der Bleierkrankung.

Die Bedingungen schreiben vor, daß der Unternehmer für die Güte der Ausführung des Anstrichs zwei Jahre zu bürgen hat. Da ein sachgemäß ausgeführter Anstrich mit bedingungsgemäßen Farben wesentlich länger halten muß, so ist dies eine sehr bescheidene Gewährfrist.

Die beiden letzten Abschnitte 14 und 15 behandeln die bei der Anstrichausführung zu beachtenden Sicherheitsmaßnahmen und die Vorschriften für den Gerüstbau. Für Hängegerüste gelten die von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft herausgegebenen „Richtlinien für die Herstellung hängender Gerüste zu Ausbesserungsarbeiten an Brücken und Ingenieurhochbauten", die als Anlage beigegeben sind.

Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat nunmehr auch auf dem Gebiet des Eisenschutzes den Weg der Normung beschritten. Durch die Einführung einiger weniger Regelrostschutzfarben sind jetzt die gleichen einfachen und klaren Verhältnisse für die Vergebung und Lieferung geschaffen worden wie beim Fahrzeuganstrich, wo sich diese Regelung gut bewährt hat. Die Normen sind nach den derzeitigen Erkenntnissen aufgestellt worden. Sie sind natürlich nicht endgültig und erheben keinen Anspruch auf Vollkommenheit; vielmehr ist beabsichtigt, sie nach einer gewissen Zeit einer Prüfung zu unterziehen, damit die mit den neuen Vorschriften gemachten Erfahrungen und die Ergebnisse neuer Forschungsarbeit wieder berücksichtigt werden können.

Vermischtes.

Die geplante Brücke über den Kleinen Belt. Die Dänischen Staatseisenbahnen beabsichtigen bekanntlich den Bau einer Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Kleinen Belt. Aus einem hier vorliegenden in englischer Sprache abgefaßten Abdruck der Ausschreibungsunterlagen sei nachstehend das Wichtigste mitgeteilt.

Die Brücke soll die Insel Fünen mit Jütland verbinden, und zwar soll die Meerenge Snevringen, die die Ausmündung des Kleinen Belt in das Kattegat bildet, überbrückt werden (Abb. 1). In der Nähe der Ufer wird auf 30 m und 45 m Breite die Wassertiefe von 10 m nicht überschritten in der Mitte des Meeresarms wird eine Tiefe von 39,5 m erreicht. Die Ufer erheben sich auf eine Höhe von 17 m. Der Baugrund besteht in wesentlichen aus einem festen Ton, der von Sand und Kies überlagert ist. Probepfähle haben gezeigt, daß die Brückenpfeiler zum Teil unmittelbar auf dem Baugrund aufruhen können, zum Teil wird es abe nötig werden, sie auf Eisenbetonpfähle zu gründen. HHW liegt 153 cm über, NNW 162 cm unter Mittelwasser, die täglichen Ebbe- und Flut

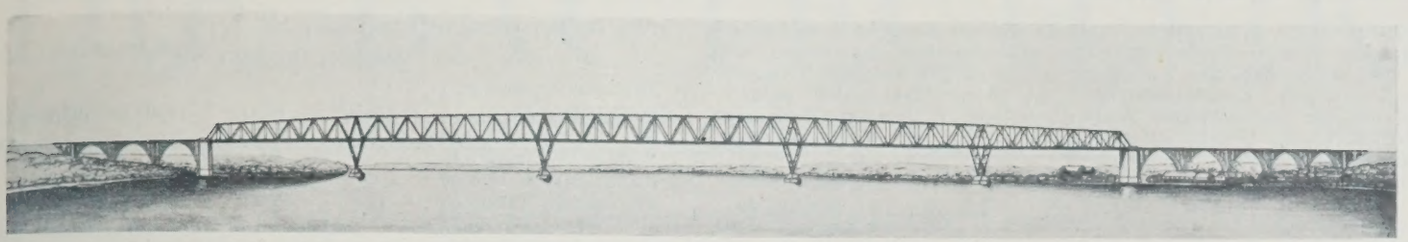


Abb. 2a. Vorschlag II.

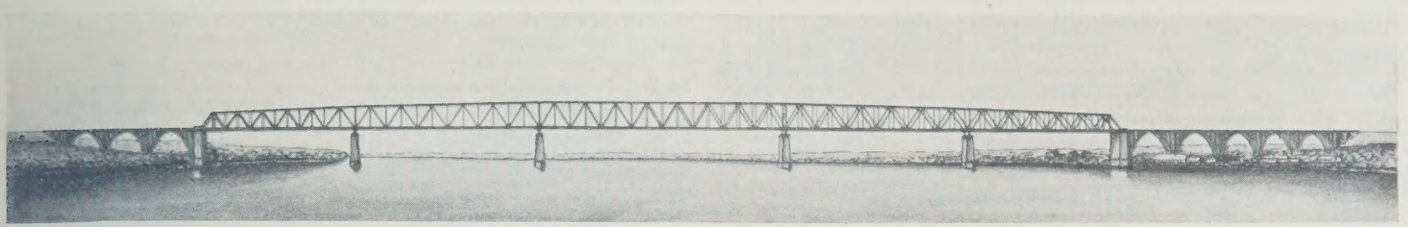


Abb. 2b. Vorschlag I.

schwankungen betragen aber durchschnittlich nur 23 cm. Je nach den Flut- und Windverhältnissen entsteht an der Brückenbaustelle eine Strömung mit 0,35 bis 0,40 m mittlerer Geschwindigkeit i. d. Sek. in der einen oder der anderen Richtung; unter besonderen Verhältnissen kann die Strömungsgeschwindigkeit bis 3,25 m/Sek. steigen. Der Wind weht meist von West, auch von Ost, seltener von Nord und Süd; die Durchschnittsgeschwindigkeit ist 7 bis 8 m/Sek.; die höchste, bisher gemessene Geschwindigkeit war 29 m/Sek. Die Luftwärme schwankt zwischen —19,2° und + 30,7°.

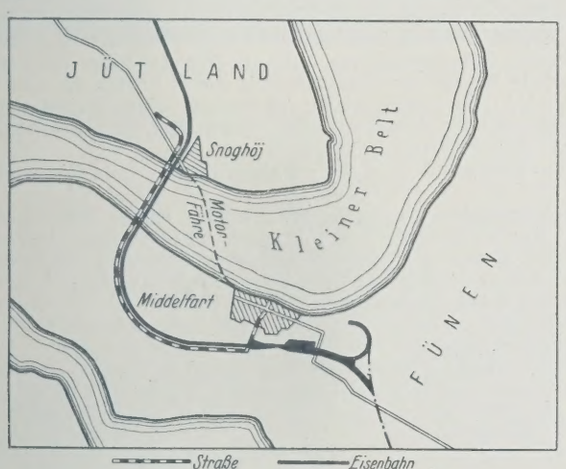


Abb. 1. Lageplan.

Der Belt wird monatlich von etwa 1000 Schiffen befahren, die in der Nähe der Baustelle in 2,5 bis 7,5 m tiefem Wasser anlegen können. Von der Landseite führt eine Straße auf Fünen bis etwa 400 m an die Baustelle heran. Vom Hafengleis des benachbarten Kongebro kann eine etwa 1500 m Gleis beanspruchende Eisenbahnverbindung mit der Baustelle hergestellt werden.

Es stehen zwei Vorschläge für den Bau der Brücke zur Wahl (Abb. 2a u. 2b). Sie unterscheiden sich dadurch, daß nach dem Vorschlage I die Brückenträger unmittelbar auf hohen Pfeilern ruhen, während nach dem Vorschlage II die Pfeiler nur wenig aus dem Wasser herausragen und die Last der Träger durch Vermittlung hoher eiserner Beine auf sie übertragen wird.

Die Landpfeiler stehen auf 4,5 m hohen Betonblöcken im Mischungsverhältnis 1:3:5, die von 196 Eisenbetonpfählen getragen werden. Die Länge dieser Pfähle soll so bemessen werden, daß jeder Pfahl nach der Eytelweinschen Formel mit fünffacher Sicherheit 100 t tragen kann. Die Baugrube ist mit einer eisernen Spundwand abzuschließen. Der aufgehende Teil der Pfeiler besteht ebenfalls aus Beton 1:3:5, der mit Mauersteinen verkleidet wird. Darauf erhebt sich ein hohler Teil aus Eisenbeton, dessen Höhlungen unter den Auflagern ebenfalls mit Beton 1:3:5 auszufüllen sind.

Die Landöffnungen, drei auf Fünen, fünf in Jütland, werden von Eisenbetongewölben überbrückt, die auf einer durchgehenden Betonplatte stehen. Das Gewölbe ist in zwei 3 m breite Streifen für die beiden Eisenbahngleise und zwei 1,5 m breite Streifen unter der Straße geteilt. Die Gleise liegen auf einer 36 cm starken, zur Aufnahme des Schotters trogartig ausgebildeten Platte. Die die Straße tragende Platte ist nach Westen zur Aufnahme des Fußweges ausgekragt.

Die Hauptpfeiler (Abb. 3 für Vorschlag I) sollen auf Senkkasten gegründet werden. Zu ihrer Aufnahme soll die Baustelle zunächst mit einem Bett aus Gerölle bedeckt werden, auf das die Senkkasten aufgesetzt werden, um dann in der üblichen Weise versenkt zu werden, indem sie auf Schrauben abgestützt werden, die zwischen Baugrund und Decke des Senkkastens eingeschaltet sind. Der Hohlraum der Senkkasten ist mit Beton 1:3:5 auszufüllen. Auf ihnen erheben sich die Pfeiler aus eisenbewehrtem Granitmauerwerk.

Der eiserne Überbau des Mittelteils überspannt fünf Öffnungen von 137,5 m, 165 m, 220 m, 165 m, 137,5 m Weite. Die Träger über der 2. und 4. Öffnung sind ausgekragt und nehmen an ihrem inneren Ende den eingehängten Träger der Mittelöffnung auf; ihre äußeren Enden dienen als Auflager für die bis zu den Landpfeilern reichenden Trägerteile. Der Abstand der beiden Tragwände, von Mitte zu Mitte gemessen, beträgt 16,5 m.

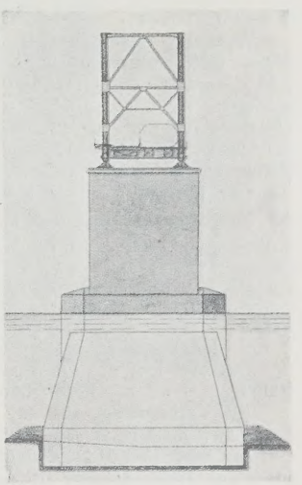


Abb. 3. Querschnitt.

Der mittlere Träger liegt wagerecht, die beiden benachbarten haben eine Neigung von 1:250, die beiden äußeren von 1:125. Die Unterkante der Träger liegt in den drei mittleren Öffnungen nicht unter 33 m über MW. Die Lager auf den beiden Mittelpfeilern sind fest, die übrigen beweglich. Der eingehängte Mittelteil ist durch Pendellager auf den Kragarmen gelagert, die in den Endständern der Kragträger untergebracht sind.

Der Untergurt der Hauptträger dient zugleich als Gurt für den unteren Windträger, der entsprechend der Gliederung der Hauptträger unterteilt ist. Die Untergurte der Fahrbahnträger sind zugleich die Ständer des Windträgers. Seine Streben sind stellenweise an die Längsträger angehängt. Ähnlich wie dieser Windträger ist der obere Windverband gegliedert; die Kräfte aus ihm werden an sechs Stellen durch die Ständer der Hauptträger, die steif mit den Fahrbahnträgern verbunden sind, auf die Lager übertragen.

Die Lagerteile bestehen aus Gußstahl und berühren einander in Kugelflächen, deren Mittelpunkte auf derselben Seite liegen.

Die Gleise werden von je zwei gegeneinander abgesteiften Längsträgern getragen. Als Schwellen dienen 26×26 cm starke getränkte Brückenhölzer, auf denen die 45 kg/m schweren Schienen auf Unterlagplatten ruhen. Die Gleise haben einen Abstand von 4,25 m. Als Schutz gegen Entgleisung sind Leitschienen vorgesehen. Der Zwischenraum zwischen den Schienen wird mit 5 mm starkem Eisenblech belegt. Zwischen den Gleisen und außerhalb soll ein Bohlenbelag liegen.

Die 5,6 m breite Straßenfahrbahn wird mit Granitwürfeln von 10 cm Kantenlänge auf einem 3 cm starken Mörtelbett befestigt und von einer Eisenbetonplatte getragen. Diese ruht auf einem Tragwerk, bestehend aus Längsträgern in 5 m Abstand mit einer zweiten Gruppe von Querträgern in 2,2 m Abstand. Auf der Seite nach den Gleisen zu hat die Fahrbahnplatte eine aufrechte Rippe zur Aufnahme des Geländers; auf der anderen Seite ist sie so ausgekragt, daß hier ein 1,5 m breiter Fußweg untergebracht werden kann.

Die Obergurte der Hauptträger sind begehbar zu machen, zur Besichtigung der Untergurte sind Brückenwagen vorzusehen.

Für den Überbau dürfen nur Eisenteile verwendet werden, die eigens für die Brücke über den Kleinen Belt hergestellt worden sind. Sie müssen einen Stempel tragen, der ihre Zugehörigkeit zu dieser Brücke erkennen läßt. Der Stahl ist im basischen Siemens-Martin-Verfahren herzustellen. Die Entkohlung darf dabei nicht weiter als bis zu 0,12% gehen. Der Entwurf ist unter Zugrundelegung von Siliziumstahl aufgestellt, es kann jedoch auch die Ausführung in „Stahl 44", „Stahl 48"

(deutscher St 48), „Siliconstahl“ (englische und amerikanische Bezeichnung) angeboten werden. Unter Siliziumstahl ist ein solcher zu verstehen, wie er etwa als Si-Stahl den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft entspricht. Die Anforderungen, die an den Stahl gestellt werden, sind aus der nachstehenden Zusammenstellung zu ersehen. Die erste Zahl jeder Spalte bezieht sich auf die Formeisen, die zweite auf Nieteisen.

	Stahl 44		Stahl 48		Siliziumstahl		Siliconstahl	
%-Gehalt an Phosphor .	0,05	0,045	0,05	0,045	0,05	0,045	0,04	0,04
Schwefel .	0,05	0,045	0,05	0,045	0,05	0,045	0,05	0,05
Mangan . .			0,90	0,90	1,00	1,00	1,00	1,00
Silizium . .					1,20	1,20	zwischen 0,20 und 0,50	
Kohlenstoff			0,35	0,35	0,20	0,20	0,40	0,40
Bruchfestigkeit < kg/cm² .	5200	4725	5800		5800		6700	
Bruchfestigkeit > kg/cm² .	4410	3940	4800	etwa 4500	4800	etwa 4500	5600	
Streckgrenze kg/cm² . .	2900		3000		3600		3200	
Bruchdehnung %	20	25	18	20	20	22	18	
Biegeprobe um einen Bolzen von Durchm.	1,5 T [1])	0	2,0 T	1,0 T	1,5 T	1,0 T	1,0 T für $T \leqq 20$ mm 1,5 T für $T > 20$ mm	

Es steht dem Unternehmer frei, auch andere Stahlarten anzubieten, doch muß er dann genaue Angaben über deren Eigenschaften machen. Die Eisenbahnverwaltung wird daraufhin die Proben vorschreiben, denen er genügen muß.

Ähnliche Bestimmungen bestehen betreffs der Gußstahlteile. Sie dürfen nicht mehr als 0,05% Phosphor, 0,05% Schwefel, 0,75% Mangan, 0,35% Silizium enthalten. Die Zugfestigkeit soll mindestens 5000 kg/cm² betragen, die Streckgrenze soll bei 3000 kg/cm² liegen. Während die Walzteile bei der Biegeprobe um 180° zu biegen sind, geht die Biegung bei Gußteilen nur bis 120°, und zwar um einen Dorn vom doppelten Durchmesser des Probestücks.

Der Berechnung der toten Last sind folgende Gewichte zugrunde zu legen:

Flußeisen od. Flußstahl	7,85 t/m³	Eisenbeton	2,40 t/m³
Gußstahl	7,85 „	Getränktes Kiefernholz .	0,85 „
Gußeisen	7,25 „	Granitpflaster	2,60 „
Schotter	1,90 „	Granitbordstein . . .	2,70 „
Beton	2,10 „	Gußasphalt	1,50 „

Das Gewicht des Oberbaues ist mit 1000 kg f. 1 lfd. m Gleis anzusetzen.

Als Verkehrslast für die Gleise ist ein Zug, bestehend aus zwei Lokomotiven von je 120 t Gewicht, verteilt auf zwei freie Achsen an den Enden mit je 16 t und vier Triebachsen je 22 t, und aus vierachsigen Güterwagen mit 15 t Achslast anzunehmen (Abb. 4). Die Straßenfahrbahn wird mit Lastkraftwagen von 20 t Gewicht (Abb. 5) und daneben ebenso wie der Fußweg mit 500 kg/m² belastet. Der Stoßzuschlag ist nach der Formel

$$\frac{d}{100} = \frac{1}{1 + \frac{(n+1)\cdot L}{220}} \cdot \frac{Sp}{Sp + Sg}$$

zu berechnen, wobei Sp und Sg den Einfluß der ruhenden Verkehrs- und toten Last, L die Länge der belasteten Strecke, n die Zahl der belasteten Gleise und der 2,8 m breiten Verkehrsstreifen der Straßenfahrbahn bezeichnen, die die größte Beanspruchung des betreffenden Gliedes hervorruft.

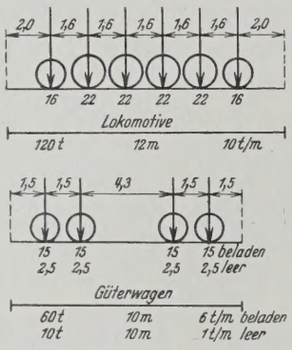


Abb. 4. Belastung der Gleise.

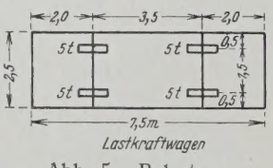


Abb. 5. Belastung der Straßenfahrbahn.

Für den Winddruck ist der Eisenbahnzug als ein Band von 3,5 m über Schienenoberkante anzunehmen. Der höchste Winddruck ist mit 150 kg/m² bei belasteter Brücke anzusetzen. Als belastete Fläche ist die ganze Fläche des vorderen Trägers, des Zuges, der Fahrbahn und des hinteren Trägers anzusehen, wobei von den hinter dem vorderen Träger liegenden Flächen die durch diesen, den Zug und die Fahrbahn bedeckten Flächen abzuziehen sind. Der auf den Zug wirkende Winddruck ist ganz, der Rest halb als Verkehrslast anzunehmen. Bei unbelasteter Brücke ist der Winddruck unter ähnlichen Bedingungen mit 250 kg/m² anzusetzen.

Als Bremskraft, wirkend in SO, ist $^1/_7$ des Lokomotivgewichts und $^1/_4$ des Wagengewichts anzunehmen.

[1]) T = Durchmesser des Probestücks.

Als Beanspruchung wird zugelassen bei

	Stahl 44	Stahl 48	Siliziumstahl	Siliconstahl	
1. Tote und Verkehrslast mit Stoßzuschlag . .	1550	1700	1700	1950	kg/cm²
2. Wie 1, jedoch dazu Winddruck, Bremskraft, Reibungskräfte, Einfluß der Wärme, Setzungen	1850	2000	2000	2300	„

Für die nur vorübergehend während des Baues auftretenden Spannungen ist eine Erhöhung dieser Zahlen zugelassen. Für die Querversteifungen sind etwas niedrigere Beanspruchungen vorgeschrieben. Besondere Bestimmungen regeln die der Berechnung zugrunde zu legende Beanspruchung der auf Druck und Biegung, sowie der auf Knickung beanspruchten Glieder.

Die Dicke der Eisenteile soll im allgemeinen 10 mm, an einigen Stellen 12 mm nicht unterschreiten.

Die Verdingungsunterlagen schlagen mehrere Arten für den Bauvorgang der Brücke vor, stellen es jedoch dem Unternehmer frei, noch weitere Verfahren vorzuschlagen, ohne daß darin eine Abweichung von der Ausschreibung gesehen werden soll. Die Beschreibung der von der Bauverwaltung vorgeschlagenen Verfahren verweist auf Zeichnungen, die den Bewerbern ausgehändigt worden sind, die aber leider hier nicht vorliegen. Da ohne Zeichnungen die Verfahren schwer zu beschreiben sind, soll davon abgesehen werden, auf sie einzugehen. Das Fehlen dieser Zeichnungen ist auch der Grund, weshalb der Fachmann, der gern tiefer schürfen möchte, in den vorstehenden Ausführungen manche zahlenmäßige Angabe vermissen wird. Daß im übrigen sehr eingehende Vorschriften für die Ausführung der Lieferungen und Leistungen gemacht sind, möge nur allein durch die Angabe beleuchtet werden, daß diese Vorschriften 143 Paragraphen auf 80 Druckseiten im Aktenformat füllen. An diese Bestimmungen schließen sich noch solche über Einreichung des Angebots, die Zahlungsweise u. dergl. an.

Der Bau ist innerhalb eines Monats nach Annahme des Angebots zu beginnen und, falls das gesamte Werk an einen Unternehmer vergeben wird, bis zum 1. Januar 1934 zu vollenden. Geschieht die Vergebung in Teilen, so sind die Zeitpunkte für die Fertigstellung der einzelnen Teile so festgesetzt, daß ebenfalls am 1. Januar 1934 das ganze Werk vollendet ist. Für jede Woche der Überschreitung dieser Fristen ist eine Verzugstrafe von 3‰ der Vertragsumme zu zahlen. Dem Ergebnis der Ausschreibung und der Ausführung des Baues darf man mit besonderem Interesse entgegensehen.

Berlin-Zehlendorf. F. Wernekke, Geh. Regierungsrat.

Brückenwettbewerb in Bayern. In den letzten Wochen wurde in München der Wettbewerb um eine große Straßenbrücke über die Talschlucht der Ammer bei Echelsbach zwischen Schongau und Oberammergau im Zuge der alten Handels- und Staatsstraße Augsburg—Oberammergau—Innsbruck entschieden. Die alte Staatsstraße, die auf der welligen Hochebene verläuft, mußte die 100 m tiefe Ammerschlucht unter schwierigen Gefällverhältnissen durchqueren, was für den immer lebhafter werdenden Verkehr eine sehr starke und mit Gefahren verbundene Behinderung war. Der bayerische Staat schrieb daher vor einiger Zeit einen offenen Wettbewerb aus, an dem sich alle größeren Brückenbaufirmen für Stein-, Eisenbeton- und Eisen-Bau beteiligen durften. Es wurden von 32 Bewerbern 50 Entwürfe eingereicht, die sich in ihren Gesamtkosten zwischen 550000 und $1^1/_4$ Million R.-M. bewegen. Das Preisgericht unter dem Vorsitze von Ministerialrat Vilbig und unter Hinzuziehung von Prof. Spangenberg, München, Prof. Kayser, Darmstadt, und Geheimrat Dr. Bestelmeyer, München, zeichnete folgende Bewerber mit Preisen aus:

1. Preis: Wayss & Freytag A.-G., Niederlassungen München und Halle. Konstruktiver Entwurf und architektonische Grundgestaltung von Direktor O. Muy in Halle, unter Mitarbeit von Oberingenieur Deininger in München und Prof. Jäger in München.

2. Preis: Hochtief, A.-G. für Hoch- und Tiefbauten, Niederlassung München, unter Mitarbeit vom Ingenieurbureau Dr. Streck & Zenss in München.

3. Preis: Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G.

Zwei 4. Preise: Hüser & Co., Bauunternehmung, Niederlassung München, und Karl Stöhr, Bauunternehmung, München.

Angekauft je ein Entwurf der Firmen: Grün & Bilfinger A.-G., Bauunternehmung, München, und B. Seibert G. m. b. H., Eisenhoch- und Brückenbau, Aschaffenburg.

Die neue Brücke führt ohne Gefällverlust in 80 m Höhe über die Ammerschlucht und erhält eine Länge von rd. 190 m. Sie wird neben der neuen großen Lechbrücke bei Augsburg, die nach den Plänen des gleichen Verfassers des 1. Preises in zwei Monaten ihrer Vollendung entgegengeht, eins der bedeutendsten neuzeitlichen Bauwerke Bayerns werden. In dem großen technischen und wirtschaftlichen Ringen der beiden Großbaustoffe Eisenbeton und Eisen hat diesmal der Erfolg zugunsten des ersteren gesprochen.

INHALT: Die Brückenbauten am Kanal Wesel—Datteln. — Verwendung von nietlosen Spundwänden Bauart Larssen beim Ausbau des Hunte-Ems-Kanals (Küstenkanal) (Schluß). — Die neuen Vorschriften der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die Lieferung von Farben und die Ausführung von Anstrichen für Eisenbauwerke (Schluß). — Vermischtes: Geplante Brücke über den Kleinen Belt. — Brückenwettbewerb in Bayern.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 24. August 1928 | Heft 36

Alle Rechte vorbehalten.

Die Entwässerung des Schuttertales.

Von Dipl.-Ing. **Wilhelm Ruer,** örtlicher Bauleiter.

Bei Stepperg a. d. Donau, zwischen Donauwörth und Neuburg a. d. Donau, zweigt eine Talsenkung von dem Donautal ab, die bei Dollnstein, in der Nähe von Eichstätt, in das Altmühltal einmündet. Diese Talsenkung ist

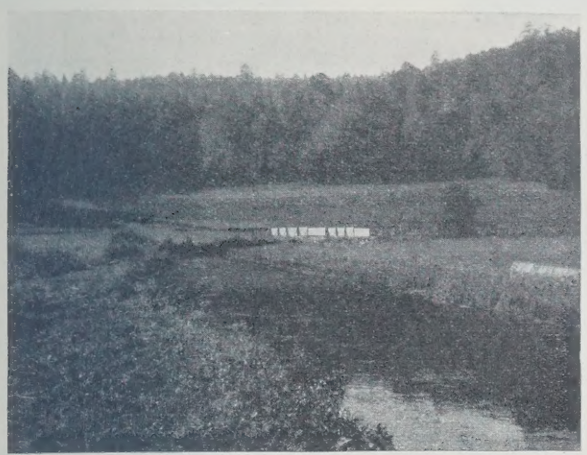


Abb. 1. Eine Schutterflußstrecke im bisherigen Zustande.

Abb. 2. Eine Schutterflußstrecke im bisherigen Zustande.

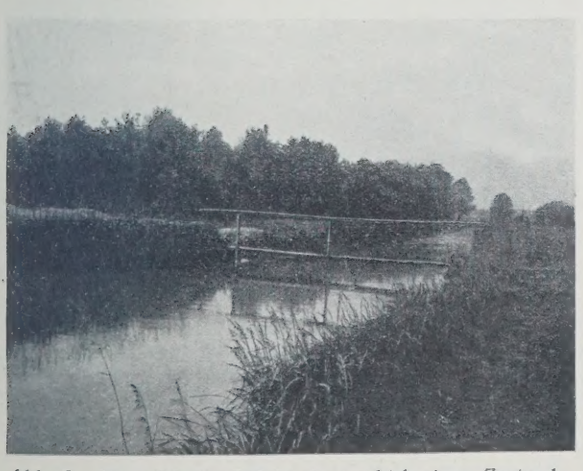


Abb. 3. Eine Schutterflußstrecke im bisherigen Zustande.

ein Alttal der Donau und besitzt keinen eigenen Wasserlauf. Darin liegt der Ort Wellheim, nach dem dieses Tal das „Wellheimer Trockental" genannt wird. In diesem Trockental nun hat unweit Wellheim der Fluß „Die Schutter" seinen Ursprung (bei Flußkm 35,5). Unterhalb der Stadt Ingolstadt mündet die Schutter in die Donau.

Die Talverhältnisse der Schutter sind recht ungewöhnlich, da sie gar kein eigenes Tal besitzt. Die ersten 5,5 km zieht die Schutter durch das „Wellheimer Trockental" und fließt dann in einem Tal eines weiteren früheren Donauarmes der Donau zu. Dieses Tal durchbricht von Schutterflußkm 30,0 bis km 22,8 den Jura, erweitert sich dann immer mehr, um schließlich in das heutige weite Donautal bei Ingolstadt überzugehen. Schon bei Schutterflußkm 8,0 ist kein eigenes Tal mehr vorhanden. Das gesamte Flußgebiet umfaßt 186 km².

Gegenwärtig in der Ausführung begriffen ist die Regulierung der Schutter und die Entwässerung des Schuttertals vom Juradurchbruch an (bei km 28,7) bis kurz vor die Mündung des Flusses in die Donau (bei km 7,6). Eine durchgreifende Änderung der Verhältnisse des Flußlaufes war dringend erforderlich.

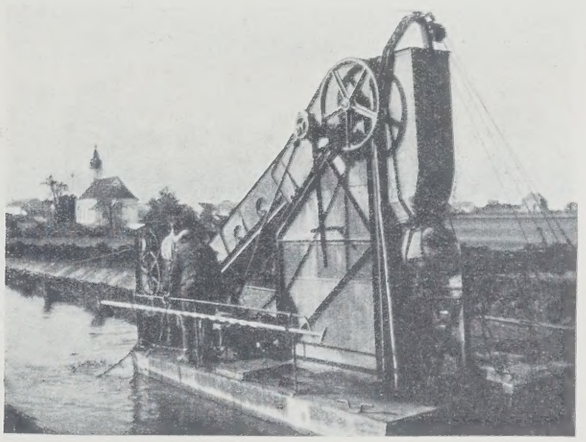


Abb. 4. Der Bagger bei der Arbeit.

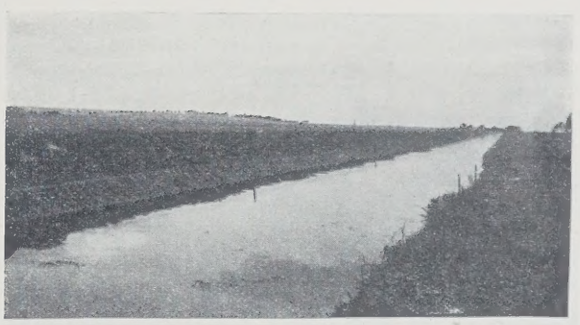


Abb. 5. Eine gebaggerte Schutterflußstrecke.

An der Schutter liegen zwischen den km 27,0 und km 8,0 fünfzehn Mühlentriebwerke, die ein Gesamtgefälle von 15,60 m verbrauchen, während dem übrigen Schutterlauf nur noch ein Gefälle von 4,70 m, also durchschnittlich 0,25 ‰, zur Verfügung steht. — Da das Talgefälle zwischen diesen Kilometern rd. 18 m beträgt, das Flußgefälle aber künstlich auf 15,60 + 4,70 m = 20,30 m erhöht ist, hatte diese Wasserkraftausnutzung eine Hebung des Schutterwasserspiegels über das Talgelände zur Voraussetzung und dazu gezwungen, die Schutter auf lange Strecken hin aufzudämmen.

Diese vielen Gefällstufen und das schwache Wasserspiegelgefälle zwischen den Triebwerken, das durch Überstau an den Mühlen häufig noch weiter vermindert wurde, verursachten naturgemäß eine ständige, rasche Verschlammung und Verkrautung des Flußbettes. Natürlich war die Folge dieser Flußbettverwilderung im Verein mit den häufig zu niedrigen oder undichten Uferdämmen ein Überlaufen der Schutter auf die anliegenden Talauen bei jedem auch noch so geringen Anschwellen des Flusses. Außerdem noch bewirkten die Uferdämme, daß das von den Talhängen abfließende Tagwasser keine Vorflut fand und damit die Talflächen überschwemmte.

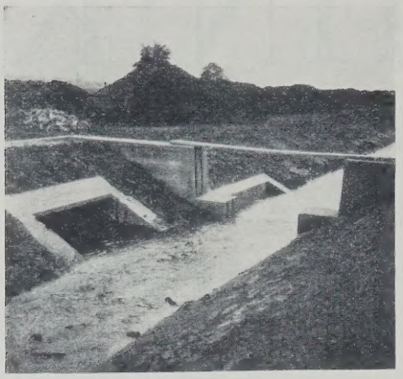


Abb. 6. Das Wehr an der „Speckmühle“ von oberstrom.
(Links der Einlauf des Stichkanals zur Schutter.)

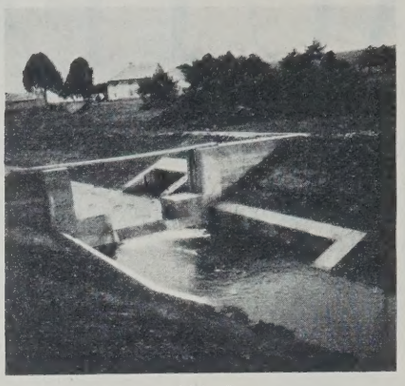


Abb. 7.
Das Wehr an der „Speckmühle“ von unterstrom.

Abb. 10. Pfahlgründung für die Unterführung eines Entwässerungsgrabens unter der Schutter hindurch mit Zementrohren.

Auf eine geordnete Instandhaltung des Schutterflußbettes und der Uferdämme ist niemals Wert gelegt worden, und die Klagen von Schutteranliegern über überschwemmte Wiesen und der Triebwerkbesitzer über zu geringe Wasserstände hörten deshalb nicht auf; schon in Schriften aus dem 15. Jahrhundert werden diese Zustände beschrieben.

„Mit dem 16. Jahrhundert wurden die Akten über die Schutter immer reichlicher. Es verging schließlich kein Jahrzehnt, ohne daß die beteiligten Herrschaften ihre Abgesandten zu einem Kongreß versammelten und Besichtigungen und Protokollerhebungen veranlaßten.“

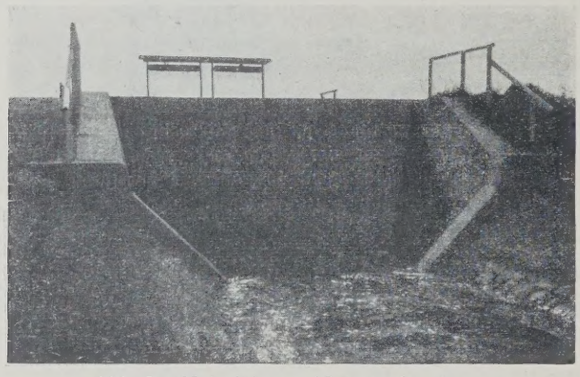


Abb. 8. Unterführung 12 von oberstrom.

Abb. 9. Unterführung 12 von unterstrom.

Durch diese stets wiederholten Überflutungen und die mangelhafte Vorflut sind die Talwiesen in weitem Maße versumpft und vermoort. Es finden sich bis zu 4 m tiefe Torfmoore. Der fast einzige wirtschaftliche Nutzen, der aus diesen Flächen gezogen werden konnte, war die Torfgewinnung. Das hier gewonnene Heu war fast nur als Streu verwendbar. Betroffen sind rd. 4000 Tagwerk Wiesenflächen.

Abb. 1 bis 3 zeigen einige charakteristische Flußstrecken der Schutter.

Die jetzt in Gang befindlichen Regulierungsarbeiten an dem Schutterfluß selbst bestehen in der Herstellung eines ausgeglichenen Sohlengefälles, dem Ausbau eines regelmäßigen Flußquerschnittes von durchschnittlich 3,50 m Sohlenbreite und $1^1/_2$maliger Böschung, der Ausbesserung und teilweisen Erhöhung der Uferdämme und schließlich, bei den Triebwerken, in dem Einbau von Leerschüssen und Vorrichtungen zur selbsttätigen Verhinderung von Überstau. — Eine Beseitigung einzelner Triebwerke kommt nicht in Frage, da hierdurch keine weitergehende Besserung der Verhältnisse erzielt werden kann.

Zur Herstellung des planmäßigen Flußbettes ist ein Eimerkettenschwimmbagger mit Benzolmotorantrieb von rd. 5 PS eingesetzt. Dieser leistet rd. 5 m³/Std. Der tägliche Fortschritt beträgt bei 16stündiger Arbeitszeit durchschnittlich 40 lfd. m. Abb. 4 zeigt den Bagger bei der Arbeit, Abb. 5 eine bereits gebaggerte Flußstrecke.

Nach der Regulierung wird die Schutter den Charakter eines Werkkanals tragen. Dieser Kanal soll im Höchstfalle eine Wassermenge von

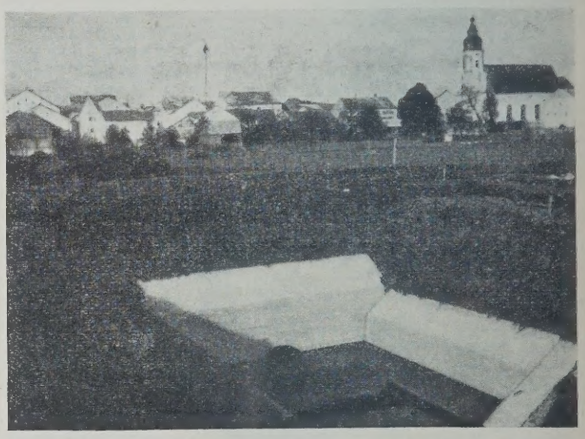


Abb. 11. Das Auslaufbecken der Unterführung eines Entwässerungsgrabens.

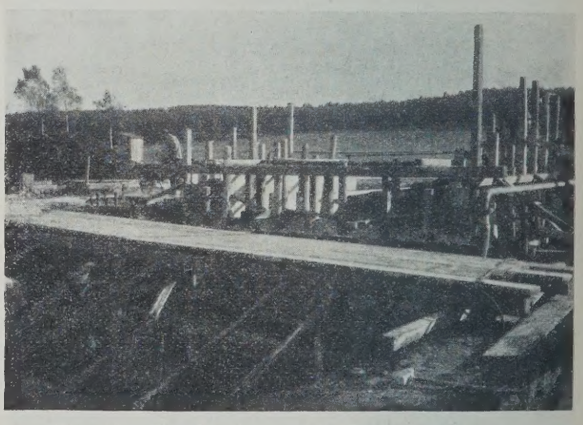


Abb. 12. Die Schalung eines Brückenwiderlagers im oberen Hauptflutgraben.

2,5 m³/Sek. aufnehmen. Anfallende Hochwässer über 2,5 m³/Sek. hinaus sollen durch die Schutter nicht mehr abgeführt werden. Der 2,5 m³/Sek überschreitende Teil der Hochwässer wird über einige in die Schutte eingebaute Entlastungs-Überfallwehre von einer besonderen Flutkanalanlag aufgenommen.

Diese Flutkanalanlage dient außerdem auch als Vorflut für die zahl reichen Entwässerungsgräben, die zur genügenden Trockenlegung un Entwässerung der Talflächen erforderlich sind. — Der Hauptflutgrabe zerfällt in zwei Teile, den oberen und unteren Hauptflutgraben. De obere ist 5,6 km, der untere 15,4 km lang. Die Trennung findet stat bei dem Schleusenwehr an der „Speckmühle“ bei km 15,480 des untere

Hauptflutgrabens. An Entwässerungsgräben werden rd. 50 km Gesamtlänge gebaut.

Das aus dem Entwässerungssystem des oberen Hauptflutgrabens anfallende Wasser wird durch einen Stichkanal an diesem Wehr wieder der Schutter zugeführt, während die aus dem oberen Gebiet kommenden Hochwässer über dieses auch als Überfallwehr wirkende Wehr in den unteren Hauptflutgraben gelangen. Abb. 6 zeigt das Wehr von oberstrom, Abb. 7 dasselbe von unterstrom.

Damit oberer und unterer Hauptflutkanal als Vorfluter für die Entwässerungsgräben wirken konnten, mußten die Sohlen dieser Hauptflutgräben genügend tief, d. h. 1,80 bis 2,20 m, und dadurch bedeutend tiefer gelegt werden als die Sohle des Schutterwerkkanals. Infolgedessen gelangt das im unteren Hauptflutgraben befindliche Wasser überhaupt nicht mehr in den Schutterwerkkanal, sondern durch den unteren Hauptflutgraben unmittelbar in einen Donauarm bei Ingolstadt.

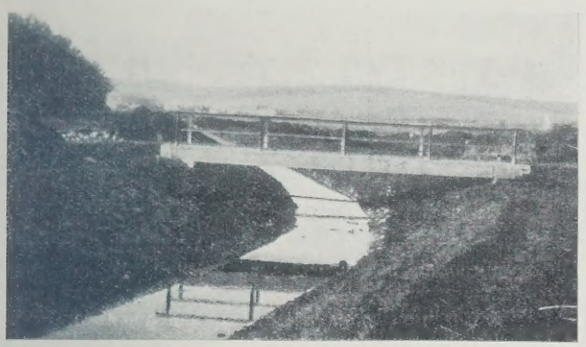


Abb. 13. Ein Fußsteg über den oberen Hauptflutgraben.

Infolge des gewundenen Laufs der Schutter, des jetzigen Schutterwerkkanals, mußte oberer und unterer Hauptflutgraben an sieben Stellen unter der Schutter hindurchgeführt werden. Wegen der vielen an der Schutter liegenden Triebwerke konnten Flußbegradigungen nur in geringem Maße an einigen wenigen Stellen vorgenommen werden. Abb. 8 u. 9 zeigen eine Unterführung des Hauptflutgrabens unter der Schutter hindurch.

Die oft großen Moortiefen zwangen dazu, eine ganze Reihe von Kunstbauten, wie Unterführungen, Brücken, Durchlässe und Wehre auf Pfählen zu gründen. Abb. 10 bis 14 stellen verschiedene Bauwerke der Entwässerungsanlage dar.

Die Bauarbeiten wurden im Frühjahr 1926 begonnen und werden im großen ganzen im Sommer 1928 abgeschlossen sein. Sie werden fast ausschließlich durch Erwerbslose von sieben bayerischen Arbeitsämtern ausgeführt. Es werden ständig 400 bis 500 Erwerbslose beschäftigt.

Das gesamte Entwässerungsgebiet umfaßt 1413,739 ha = 4149,323 Tagwerk. Die gesamten Baukosten sind auf 2 100 000 R.-M. veranschlagt. Dies bedeutet eine Tagwerkbelastung von 506 R.-M./Tagw. Durch Zuschüsse aus Mitteln des Staates, der Kreise und der unterstützenden und produktiven Erwerbslosenfürsorge wird diese Tagwerkbelastung auf rd. 280 R.-M./Tagw. herabgesetzt. Demgegenüber kann nach beendeter Entwässerung mit einer Wertsteigerung von rd. 550 R.-M./Tagw. gerechnet

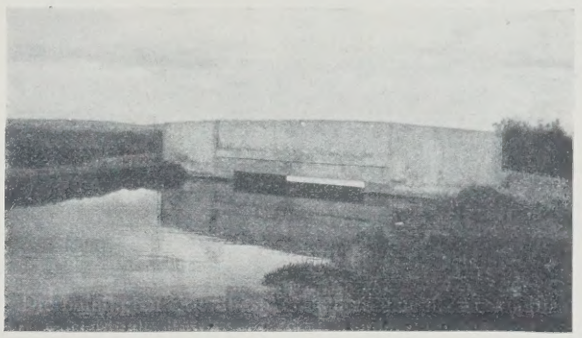


Abb. 14. Eine fertige Brücke über die Schutter.

werden. Die beteiligten Grundbesitzer sind zu einem Zweckverbande unter staatlicher Aufsicht als Träger des Unternehmens zusammengeschlossen.

Anschließend an die Bauarbeiten wird eine durchgreifende Flurbereinigung und darauf eine regelrechte Moorkultur durchgeführt.

Die Pläne stammen von dem Kulturbauamt Weißenburg i. Bayern, das auch die obere Bauaufsicht führt. Das Unternehmen zählt zu den größeren augenblicklichen Kulturunternehmen in Bayern.

Alle Rechte vorbehalten.

Maschinen für den Straßenbau und die Straßenpflege.

Von Dipl.-Ing. **Castner,** Berlin.

(Schluß aus Heft 34.)

Eine für den Betonstraßenbau, aber auch für die Herstellung der Unterbetonierung für Asphaltstraßen unentbehrliche Maschine ist der Straßenfertiger (Abb. 9). Seine Arbeit ist vollkommener und gleichmäßiger, als dies von Hand möglich ist, denn der Beton wird an jeder Stelle unbedingt gleichmäßig gestampft, weil das Stampfgewicht über die ganze Straßenbreite hinweggeht. Unebenheiten, Senkungen und Erhebungen,

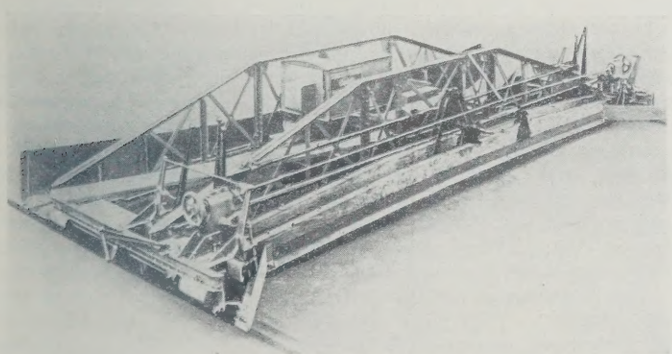


Abb. 9. Straßenfertiger für Betonstraßen.
Dinglersche Maschinenfabrik Zweibrücken.

die sich bei Handarbeit nicht vermeiden lassen, sind völlig ausgeschaltet. Durch die schnellen und federnden Aufschläge der Stampfbohle ist die Einstampfung dichter als bei Handarbeit, ebenso werden die im Beton sich bildenden Luftblasen dadurch völlig beseitigt. Die vordere Bohle des Straßenfertigers, die eine wagerecht schwingende Bewegung macht, dient zur Verteilung der roh über das Straßenbett ausgestreuten Betonmassen. Sie dichtet den Beton vor und bildet das genaue Profil. Die Höhenlage dieser Bohle ist je nach der vorgesehenen Einstampfung der Straßendecke genau regelbar. Die zweite Bohle ist die Stampferbohle, die in Plattenfedern aufgehängt ist, und die einen senkrechten, federnden Hub ausführt, der durch ein Kurbelgewicht verstärkt wird. Hub und Schlagkraft dieser Bohle sind leicht verstellbar. Am Ende der Maschine bewegt sich ein Glätter, der bei wagerechter Lage selbsttätig arbeitet, während er beim Umschwenken in die senkrechte Lage selbsttätig ausgeschaltet wird. Die Maschine macht drei Bewegungen. Bei der ersten läuft sie vorwärts und arbeitet mit Verteiler- und Stampferbohle meist von einer Querdehnungsfuge zur anderen, die in Abständen von 12 bis 15 m angeordnet werden. Bei der zweiten Bewegung läuft die Maschine rückwärts und arbeitet nur mit der Stampferbohle. Bei der dritten Bewegung läuft die Maschine wieder vorwärts und arbeitet mit Stampferbohle und Glätter. Die Vorlaufgeschwindigkeit beträgt 2,55 m/Min., die Rücklaufgeschwindigkeit 9 m/Min. Während der vorgenannten drei Bewegungen erhält 1 cm^2 Beton etwa 18 Beaufschlagungen, deren Kraft regelbar ist. Der Straßenfertiger braucht zu seiner Bedienung nur einen einzigen Mann und liefert während eines achtstündigen Arbeitstages etwa 250 lfd. m Straße bis zu 9 m Breite.

Das Sortieren der Pflastersteine geschah bisher durch Messen mit dem Zollstock von Hand aus. Diese Art des Messens ist ungenau, erfordert teure Arbeitskräfte und ist sehr zeitraubend. Eine Pflastersteine-Meßmaschine beseitigt diese Übelstände. Ein länglicher Tisch ruht auf vier festen, in der Längsrichtung verstrebten Füßen, um ein Verschieben zu vermeiden. In diesem Tisch sind zwei Meßvorrichtungen eingebaut, die getrennt und unabhängig voneinander arbeiten. Jede besteht aus einer an den Kopfenden des Tisches nach oben geöffneten Schiebelehre, die sich in senkrechter Richtung bewegt. In der Öffnung der Schiebelehre ist ein sich in wagerechter Richtung bewegender Stempel mit Platte angeordnet. Schiebelehre und Stempel stehen durch gelenkig angebrachte Streben mit einem Gewicht in Verbindung, durch das der Stempel in unbelastetem Zustande in seiner höchsten Stellung und die Schiebelehre voll geöffnet gehalten wird. Wird der Stein auf die Stempelplatte gelegt, so wird durch sein Gewicht der Stempel senkrecht nach unten gedrückt und das Gegengewicht gehoben, wodurch wiederum die Schiebelehre verengt wird, und zwar so lange, bis sie an den Stein anstößt. Das Maß, auf das die Schiebelehre sich geschlossen hat, ist deutlich auf Zentimeterskalen abzulesen, die auf beiden Seiten der Maschine

angebracht sind. Sobald der Stein von der Stempelplatte abgehoben wird, gehen schnell und selbsttätig durch das untere Gewicht Stempel und Schiebelehre in die Ruhelage zurück. Da an der Maschine gleichzeitig zwei Mann arbeiten können, die noch dazu beide Hände frei haben, geht das Vermessen der Pflastersteine naturgemäß sehr viel schneller vonstatten, als nach dem alten Verfahren.

Eine der schwierigsten und am meisten anstrengenden Arbeiten im Straßenbau ist das Einrammen der Pflastersteine. Es ist daher leicht verständlich, daß man mit dem Fortschreiten der Technik bestrebt war, auch diese Arbeit der Maschine zu übertragen. Bei der vorzüglichen Bewährung von Preßluftwerkzeugen für ähnliche Zwecke lag es nahe, die Preßluft auch beim Pflasterrammen als Antriebskraft heranzuziehen. Die erforder-

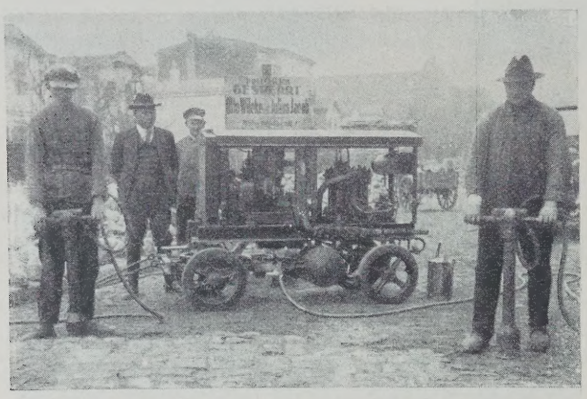


Abb. 10. Preßluftpflasterramme, Maschinenfabrik G. A. Schütz, Wurzen.

liche Druckluft wird von einem fahrbaren Luftpresser geliefert, der seinerseits zweckmäßig von einem Benzinmotor angetrieben wird, um leicht und schnell dem Fortschreiten der Arbeiten folgen zu können. Die Preßluftramme (Abb. 10) ersetzt die schwere und zeitraubende Handrammarbeit in vollendeter und gewinnbringender Weise und leistet durchschnittlich das 4 bis 5fache eines Handrammers. Die Bedienung, die keinerlei besondere körperliche Anstrengung erfordert, ist leicht, denn das durch einen kleinen Hebeldruck veranlaßte Anspringen der Ramme geschieht selbsttätig. Beim Loslassen des Hebels fällt die Ramme auf das Pflaster zurück. Ein Mann kann mit dieser Ramme in der Minute 60 bis 70 Rammenschläge ausführen, wobei noch zu bemerken ist, daß die Fallhöhe, und damit die Stärke des Rammenschlages, je nach Art des Pflasters und der Unterbettung beliebig geregelt werden kann. Zum Rammen von Groß-, Klein- und Mosaikpflaster, sowie zum Einstampfen von Füllmassen ist die mechanische Ramme gleich vorteilhaft verwendbar, und sie beansprucht außerdem noch einen viel geringeren Zeitaufwand als die Handramme. Die vom Luftpresser erzeugte Druckluft kann, wenn sie nicht gerade zum Betriebe der Rammen benötigt wird, auch zu anderen Arbeiten im Straßenbau ausgenutzt werden, z. B. zum Stampfen von Beton und Asphalt, zum Aufreißen von Straßenbeton, zum Ausblasen der Pflasterfugen usw. Bei starkem Fußgängerverkehr kann schnell der Fall eintreten, daß der Belag der Gehbahnen, namentlich wenn er aus Granitplatten besteht, eine verkehrsgefährliche Glätte annimmt, die durch einen kleinen, gleichfalls durch Druckluft angetriebenen Pflasteraufrauher (Abb. 11) schnell und gründlich beseitigt wird.

Abb. 11. Druckluft-Aufrauher für Pflaster.
Maschinenfabrik G. A. Schütz, Wurzen.

War die Anlegung und Unterhaltung von Asphaltstraßen bisher in der Hauptsache ein Vorrecht wohlhabender Großstädte, so ist hierin in den letzten Jahren eine gründliche und erfreuliche Wandlung eingetreten, und es dürfte ohne Frage zutreffen, daß der Asphaltstraße die Zukunft gehört. Freilich ist auch in der Art der Ausführung und des verwendeten Materials eine vollkommene Änderung eingetreten. Der bisher ausschließlich verwendete Stampfasphalt ist trotz seiner zahlreichen Vorzüge den Anforderungen des heutigen Verkehrs nicht mehr ganz gewachsen. Vor allen Dingen ist es die verkehrsbehindernde Glätte seiner feucht gewordenen Oberfläche, die ihn mit Rücksicht auf den fortgesetzt steigenden Kraftverkehr in absehbarer Zeit von den Hauptverkehrsstraßen wird verschwinden und durch den rauheren Walz- oder Gußasphalt ersetzen lassen. Dieser hat neben den Vorzügen der rauhen Oberfläche, der Geräuschlosigkeit und der nahezu vollkommenen Staubfreiheit noch den sehr ins Gewicht fallenden Vorteil der großen Preiswürdigkeit. Dies ist namentlich darauf zurückzuführen, daß billigere Inlandstoffe die Rohstoffgrundlage für ihn bilden, und daß bei der Herstellung sogen. Kaltasphaltstraßen die Handarbeit bis auf einen unvermeidlichen Rest durch die viel leistungsfähigere Maschinenarbeit ersetzt wurde. Hiermit ist die wirtschaftliche Grundlage für die Anwendung dieses neuartigen und neuzeitlichen Straßenbauverfahrens gegeben und gesichert. Damit ist ferner auch die Möglichkeit gegeben, nicht nur die Straßen innerhalb der Städte, sondern auch diejenigen in den Dörfern und sogar die Landstraßen selbst mit einem verkehrssicheren, geräuschvermeidenden und staubbannenden, noch dazu haltbaren Straßenbelag zu versehen.

Zur Herstellung des im heutigen Straßenbau erforderlichen und aus einer Mischung von Sand, Splitt oder Schotter mit Teer oder Bitumen bestehenden Materials — Makadam — dienen ziemlich umfangreiche Anlagen. Der großen Bedeutung halber, die ihnen in Zukunft zufallen dürfte, sollen zwei solcher Anlagen nachstehend kurz beschrieben werden. Beide bestehen aus drei Hauptteilen: dem Bitumen-Vorkocher, der Trockenvorrichtung und der Mischmaschine.

Im Vorkocher wird das dem Grundstoff (Sand, Splitt oder Schotter) beizumischende Bindemittel (Bitumen, Asphalt oder Teer) geschmolzen und erhitzt. Er besteht aus einem Kochkessel, der mit den erforderlichen Armaturen, wie Filter, Überlauf usw., versehen ist. Durch einen Aufzug, der am Vorkocher angebracht und mit einem Kübel oder mit einem Stuhl für Fässer versehen ist, wird ihm das Frischmaterial zugeführt. Das Bindemittel wird während des Betriebes durch eine Umlaufpumpe in ständiger Bewegung gehalten und kann durch einen Dreiwegehahn nach

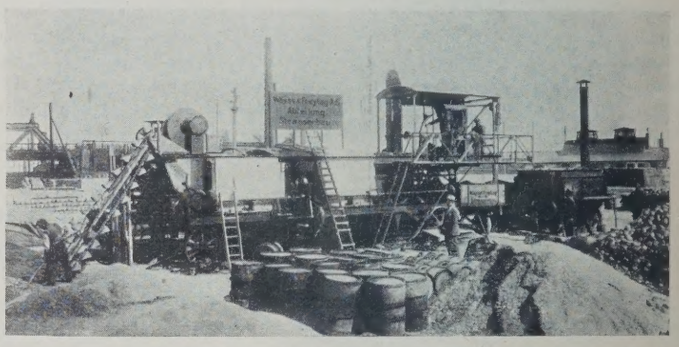


Abb. 12. Straßenbaumaschine im Betriebe.
Gauhe, Gockel & Cie. G. m. b. H., Oberlahnstein a. Rh.

dem Vorratskessel der Mischmaschine geleitet werden. Dadurch wird erreicht, daß es stets gleichmäßig warm ist und daß Rohrleitung und Pumpe sich nicht zusetzen, Die Aufgabe der Trockentrommel besteht darin, den als Grundstoff erforderlichen Sand, Splitt oder Schotter zu trocknen und gegebenenfalls zu vermischen. Diese Stoffe werden einzeln oder, falls sie gemischt verwendet werden sollen, in dem gewünschten Verhältnis einem Becherwerk aufgegeben, das sie der Trockentrommel gleichmäßig zuführt. Hier wird das Material im Gegenstromverfahren getrocknet und auf die für seine Weiterverarbeitung erforderliche Temperatur erhitzt. Durch den Einbau einiger verstellbarer Transportschaufeln kann das Material auf jede gewünschte Temperatur gebracht werden. Ferner wird es dabei so gründlich und gleichmäßig gemischt, daß eine nochmalige Mischung nach beendeter Trocknung nicht erforderlich ist. Der Ausfallkasten der Trommel ist auf jeder Seite mit einer Auslaufklappe versehen. Eine mit feuerfestem Material und einer Schicht aus Isolierleichtsteinen ausgemauerte Feuerung dient zur Beheizung der Anlage. Feuerung, Ausfallkasten und Trockentrommel bis zur halben Länge sind durch Asbestmatratzen und Blechumkleidung isoliert. Ein Saugventilator bewegt die Rauchgase in der Trockentrommel und bläst sie durch eine unterhalb der Trommel angebrachte Entstaubungseinrichtung. Schließlich werden Grundstoffe und Bindemittel einer Mischmaschine zugeführt, die in der Hauptsache aus zwei nebeneinander angeordneten Mischern, einem Freifall- und einem Trogmischer, besteht. Ersterer wird zum Mischen des gröberen Materials für die untere Binderschicht benutzt, letzterer zum Mischen des feineren und bitumreicheren Materials für die Deckschicht. Das aus der Trockentrommel kommende erhitzte Grundmaterial wird durch ein Becherwerk einem der beiden Mischer zugeführt. Das Bindemittel dagegen kommt aus dem Bitumenkocher zunächst in einen an der Mischmaschine angebrachten Vorratskessel. Aus ihm fördert

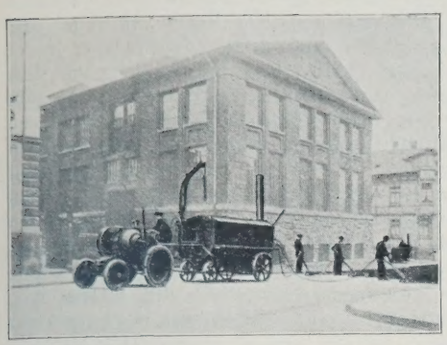


Abb. 13. Bitumierungsmaschine. Maschinenfabrik W. & J. Scheid, Limburg-Lahn.

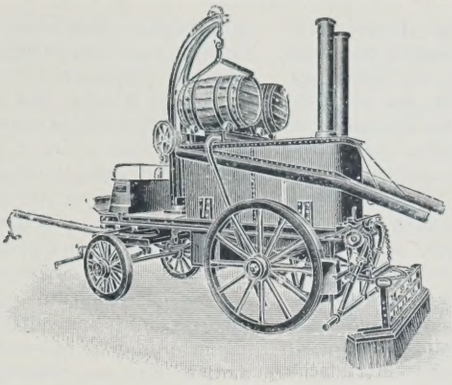


Abb. 14. Teerwagen mit Kehr- und Sprengvorrichtung. Straßenwalzenbetrieb G. m. b. H., Niederlahnstein.

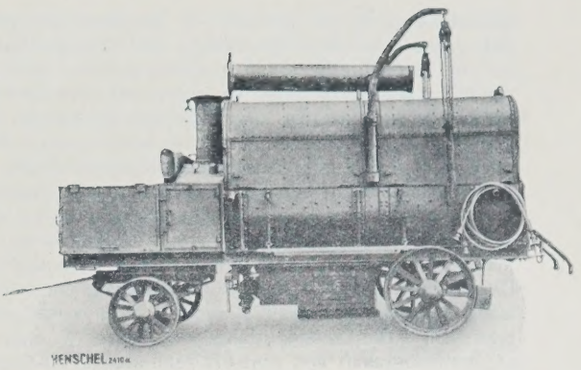


Abb. 15. 2000-Liter-Hochdruck-Bitumenmaschine. Maschinenfabrik Henschel & Sohn G. m. b. H., Kassel.

eine in ihrer Leistung regelbare Pumpe das erhitzte Bindemittel in den im Betriebe befindlichen Mischer. Der Vorratskessel wird durch eine Feuerung gleichmäßig auf der notwendigen Temperatur gehalten. Ein Exhaustor saugt die Rauchgase außerdem durch den in Benutzung befindlichen Mischer, um das ganze Gemisch ebenfalls auf Temperatur zu halten. Feuerung, Rauchgaskanal und Vorratskessel sind isoliert. Drei Maschinen können von einer Dampf- oder von einer Motorlokomotive aus angetrieben werden.

Die andere zu besprechende Asphalt-Straßenbaumaschine für eine Stundenleistung von 10 bis 12 t (Abb. 12) besteht aus der Trockentrommel, dem Schüttelsieb, den Sammelbunkern für das getrocknete und erhitzte Material, der Abwiegevorrichtung und der Mischmaschine, die gemeinsam auf einem Wagen aufgebaut sind und somit nur sehr wenig Raum beanspruchen. Die Aufgabe des kalten Materials geschieht durch einen Elevator, der es durch einen Vorfülltrichter der Trockentrommel ununterbrochen zuführt. Das getrocknete Material verläßt die Trommel am anderen Ende und gelangt über ein Schüttelsieb mit auswechselbaren Siebeinlagen, nach zwei Korngrößen getrennt, in zwei Bunker. Letztere besitzen Verschlußschieber, die von der Bedienungsbühne aus geöffnet und geschlossen werden. Aus den Bunkern gelangt das Material in den Aufzugkasten der Mischmaschine. Eine zwischengeschaltete Wiegevorrichtung gestattet die genaue Bemessung der verschiedenen Steinmaterialien. Der gefüllte Kippkasten wird durch ein besonderes Windwerk hochgezogen und in die Mischmaschine, einen Kreislauf-Doppeltrogmischer, entleert, wie bereits früher besprochen. Das Entleeren des Troges geschieht durch Öffnen eines im Boden befindlichen Rundschiebers durch ein Handrad. Für die Abmessung des Bitumens ist ein kippbares Gefäß vorgesehen, das seinen Inhalt unmittelbar in den Mischtrog der Maschine entleert. Die Beheizung der Trockentrommel geschieht durch eine Ölfeuerung einfachster Bauart mit in weiten Grenzen regelbarem Brenner. Die Feuerkammer ist mit feuerfestem Material ausgemauert. Der Trocknungsvorgang läuft nach dem Gegenstromverfahren ab, indem das Trockengut die Trommel in entgegengesetzter Richtung durchwandert, wie die Heizluft. Zur Unterstützung des Trocknungsvorganges und zur Absaugung der Wasserdämpfe dient ein Exhaustor. Um ein vorzeitiges Erkalten des heißen Trockengutes zu verhüten, werden auch die Sammelbunker von der Heizluft umspült. Zur Bedienung der Gesamtanlage sind nur zwei Mann erforderlich.

Die Oberflächenbehandlung der Straßen mit Teer oder Bitumen verdankt ihre große Verbreitung in den letzten Jahren sowohl der Staubfreiheit der behandelten Straßen, als auch der erhöhten Wirtschaftlichkeit, die sich aus der zwei- bis fünffachen Lebensdauer bei gleichzeitig wesentlich verbesserter Fahrbahn ergibt. Abgesehen von der Oberflächenbehandlung von Schotterstraßen empfiehlt sich eine solche auch für Betonstraßen und für solche, die im Tränkverfahren hergestellt sind. Für Deutschland kommen als weitere wichtige Punkte für die wachsende Bedeutung der Oberflächenbehandlung hinzu, daß sie mit sehr geringen Mitteln durchgeführt werden kann, daß große Streckenleistungen dabei erzielt werden, und daß die Straßen während der Arbeit für den Verkehr nicht gesperrt zu werden brauchen. Es sind zwei Verfahren gebräuchlich: das Heiß- und das Kaltverfahren. Beim Heißverfahren wird das zu verwendende Bitumen in einem in der Regel fahrbaren Behälter (Abb. 13 bis 15) in möglichst dünnflüssigem Zustande gebracht und dann unter natürlichem Druck mittels Sprengrohres ausgesprengt. Der dazu notwendige Druck wird von einer Hand- oder einer Motorpumpe oder auch von Kohlensäureflaschen geliefert. Bei den neueren und größeren Maschinen ist außer dem Arbeitsbehälter noch ein entsprechend großer Wärmschrank zum Vorwärmen des Bitumens vorhanden. Ein Automobilsprengwagen (Abb. 16) ist für das Arbeiten mit Bitumen oder Teer bestimmt. Das Material wird aus Vorwärmkesseln oder unmittelbar aus Eisenbahn-Kesselwagen bei einer Temperatur von 40 bis 70° C entnommen. Der auf dem Fahrgestell ruhende Kessel von 3000 l Inhalt ist mit zwei durchgehenden Flammrohren mit zwei Öffnungen ausgerüstet. Der erforderliche Druck wird von einem Turboluftpresser mit Druckkessel und Antriebsmotor geliefert. Die Verteilung des Sprengmaterials geschieht durch einen Düsenrahmen mit Düsen oder durch Sprengschläuche. Als Anhänger an Teer- und Bitumentankwagen dient

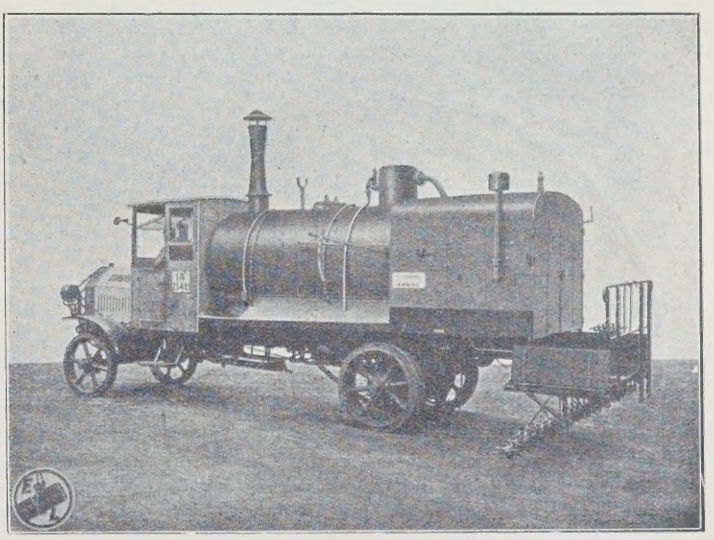


Abb. 16. Teersprengwagen. Maschinenfabrik Henschel & Sohn G. m. b. H., Kassel.

ein Motorsprenger, in dem Bitumen, Teer, Bimex, Kaltteer und Kaltasphalt verwendet werden kann. Das zweirädrige, gummibereifte Fahrgestell nimmt die gesamte Maschinenausrüstung auf. Hierzu gehört auch die Feuerungsanlage zur Heizung des Filters, der Pumpe und der Verbindungsrohrleitungen.

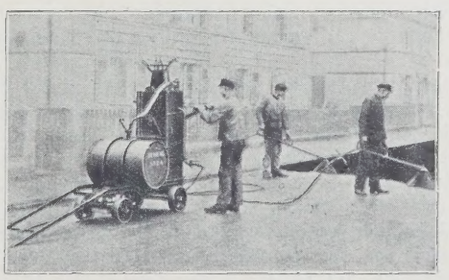


Abb. 17. Kaltasphalt-Spritzmaschine. Maschinenfabrik W. & J. Scheid, Limburg-Lahn.

Die Kaltteerung und Kaltasphaltierung verdankt ihre Verbreitung in den letzten Jahren vor allem auch dem Umstande, daß es hierbei möglich ist, auch bei kaltem Wetter und auf einer innen nicht vollständig ausgetrockneten Straße zu arbeiten (Abb. 17). Eine der neuesten hierher gehörenden Maschinen ist die Druckluft-Straßenbaumaschine (Abb. 18), die aus zwei Fahrzeugen, dem Trekker und dem Massewagen, besteht. Auf ersterem ist ein vom Fahrmotor angetriebener Kolben-Luftpresser auf-

gebaut, der die für den Betrieb der Maschine benötigte Druckluft zu liefern hat. Auf dem Massewagen sind zwei Behälter gelagert, die durch je eine besondere Feuerung erwärmt werden, damit nicht nur Kaltasphalt, sondern auch solche Stoffe verarbeitet werden können, die erst durch Erwärmung in einen spritzfähigen Zustand übergeführt werden müssen. Die Arbeitsweise ist einfach. Zunächst werden durch Stahlbesen von Hand oder auch durch eine maschinelle Kehrvorrichtung die gröbsten Staub- und Schmutzmassen von der Straßenoberfläche beseitigt und sodann durch ein Druckluft-Blasrohr oder einen Druckluftbesen die letzten Staubreste aus Schlaglöchern und Rissen in der Straßendecke entfernt. Hinter dem nun folgenden Massewagen arbeiten die Bedienungsleute der Massespritzen. Den Schluß bildet die Splittwerfer-Kolonne, die entweder von Hand oder mit einem fahrbaren Splittstreuer die Kaltasphaltschicht sofort mit Splitt bewerfen. Die Leistungsfähigkeit dieser Maschine beträgt bei einer Gesamtbelegschaft von acht bis zehn Mann 10000 m² und mehr einfache Oberflächenbehandlung in achtstündiger Arbeitsschicht.

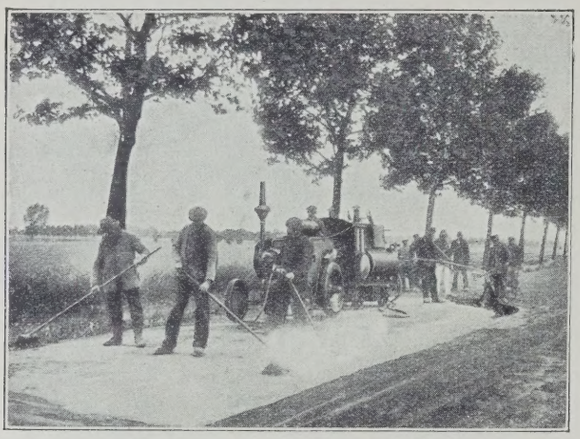


Abb. 18. Kaltasphaltierung durch Druckluft-Straßenbaumaschine, Knorr-Bremse A.-G., Berlin O 112.

Obwohl die Kaltasphalt- und Bitumendecke außerordentlich haltbar und widerstandsfähig ist, werden sich doch, namentlich bei sehr starkem Verkehr mit schweren Fahrzeugen, nach einiger Zeit schadhafte Stellen zeigen. Um diese Schäden ausbessern zu können, bedient man sich kleiner, von Hand fahrbarer Flickapparate, die sonst auf dem gleichen Verfahren aufgebaut sind, wie die großen Maschinen zur Neuanfertigung der Straßendecke.

Sehr wichtig für die Haltbarkeit des Straßenpflasters ist seine regelmäßige Pflege und Reinigung. Auch diese Arbeiten, die früher ausschließlich von Hand vorgenommen wurden, werden jetzt viel gründlicher, sorgfältiger und vor allen Dingen viel wirtschaftlicher durch Maschinen ausgeführt. Wurden diese anfänglich von Pferdegespannen gezogen, so sind diese wiederum in den letzten Jahren durch Kraftfahrzeuge ersetzt worden. Einige der wirtschaftlichsten sollen nachstehend kurz besprochen werden, wobei freilich gleich darauf hingewiesen sei, daß eine geregelte Reinigung und Pflege der Straßen nur in den Städten durchgeführt wird, während man in kleineren Gemeinden kaum etwas davon bemerkt und die Landstraßen in der Hauptsache der natürlichen Reinigung durch Wind und Regen überlassen sind.

In der neuzeitlichen Großstadt geschieht die Reinigung der öffentlichen Straßen und Plätze in der Regel nach zwei verschiedenen Verfahren, deren Anwendung durch die Art der zu säubernden Pflasterdecke bestimmt wird. Für das Waschen von Asphalt- oder Betondecken, von Holz- oder fugenvergossenem Steinpflaster werden die üblichen Sprengwagen in neuerer Zeit neben der eigentlichen Sprengeinrichtung immer häufiger mit dicht über dem Erdboden angeordneten Waschdüsen — im allgemeinen vier sogen. Froschmauldüsen — versehen (Abb. 19), die mit hohem Druck Wasser schräg links nach vorn speien. Durch den auftreffenden scharfen Strahl wird der Staubschmutz losgerissen und in die Gosse geschwemmt. Jede Düse ist hinsichtlich der Wurfweite und Richtung des Strahles vom Sprengmeistersitz aus verstellbar. Unter dem Wagen ist ein mehrteiliger Gummischieber angeordnet, der die Wascheinrichtung in ihrer Wirkung nachdrücklich unterstützt. Ein weiterer anhängender Gummischieber mit Dreiradgestell vergrößert die Arbeitsbreite, so daß die gründliche Reinigung eines Straßenzuges in einer Doppelfahrt möglich ist. Für die Niederhaltung des Staubes besitzt das Fahrzeug eine aus drei zylindrischen Brausen bestehende Sprengeinrichtung. Zwei seitliche Brausen sind hinter dem Führerhause angeordnet; eine mittlere befindet sich am hinteren Ende des Wagens. Sprengstärke und -weite lassen sich durch einfache Handgriffe schnell und genau regeln. Sprengweite mit Pumpe 25 m und mehr. Auf dem Fahrgestell ist gewöhnlich ein 5000 l fassender, geschweißter Wasserkessel von großer Widerstandsfähigkeit, geringem Gewicht und zweckmäßiger Form aufgebaut. Die Pumpe, entweder eine einstufige Niederdruck- oder eine mehrstufige Hochdruckpumpe, leistet 800 bis 1300 l/Min. bei 2 bis 10 at Druck. Die Unterbringung auf dem vorderen Teil des Wasserkessels ermöglicht dem Sprengmeister eine gute Straßenübersicht. Durch die Saug- und Druckpumpe dazu befähigt, können diese Fahrzeuge auch als Hilfs-Feuerspritze oder zur Hilfeleistung in Wassersnot usw. eingesetzt werden. Eine weitere Ausnutzungsmöglichkeit der Spreng- und Spülwagen ist dadurch gegeben, daß diese — den Kessel gegen einen kippbaren Kastenaufbau ausgetauscht — zum Abfahren von Massen- und Stückgütern herangezogen werden können.

Bei der Reinhaltung gewöhnlicher Pflasterstraßen angewendet, würde das erwähnte Spülverfahren zu einem Auswaschen der Pflasterfugen führen. Auf die Kraftkehrmaschine kann infolgedessen nicht verzichtet werden, und das umsoweniger, als die in Sand verlegte Pflasterstraße heute allenthalben noch vorherrschend ist. Für alle Städte, namentlich dort, wo stärkster Verkehr beträchtliche Anforderungen hinsichtlich Be-

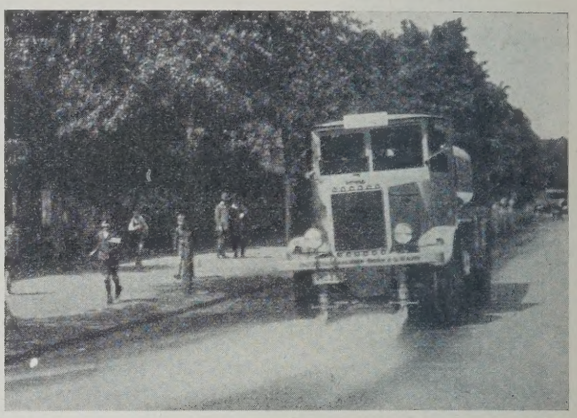


Abb. 19. Spüleinrichtung an einem 5-m³-Schörling-Sprengwagen auf Vomag-Fahrgestell.

dienung, Handhabung und Leistung an eine Arbeitsmaschine stellt, ist die ungemein wendige Straßenkehrmaschine ein geeignetes, zugleich äußerst wirtschaftliches Hilfsmittel für die neuzeitliche städtische Straßenpflege. Bei einer durchschnittlichen Arbeitsgeschwindigkeit der Kehrmaschine von 12 km/Std. übertrifft sie mit täglich über 120000 m² Kehrfläche weit die Leistung der Gespannkehrmaschinen. In achtstündigem Arbeitstag ergibt sich eine Mehrleistung von 166%, während die Kostenersparnis, auf gleiche Kehrleistung von 1000 m² bezogen, sich auf 46% beläuft. Die Besenwalze mit sehr sparsam sich abnutzendem Piassavabesatz ist hinter den Hinterrädern zwecks Anpassung an die Straßenverhältnisse in einem Rahmen nach oben und unten schwingend aufgehängt, gegen seitliches Schleudern beim Wenden des Fahrzeuges durch eine Querstange abgestützt. Eine verstellbare Feder regelt den Druck der Walze auf die Straßenoberfläche. Länge der Besenwalze 2000 mm, Fege-

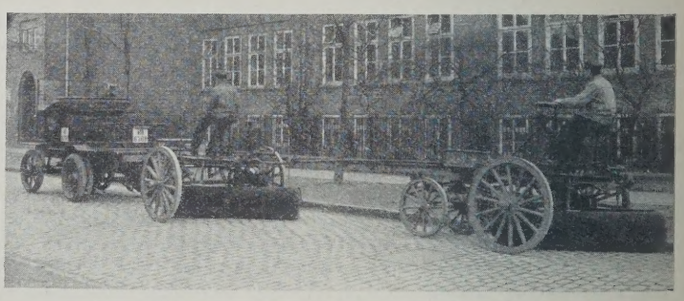


Abb. 20. Elektroschlepper mit Straßenkehrmaschine der Hansa-Lloyd-Werke A.-G.

breite etwa 1800 mm. Die Rieselvorrichtung besteht aus einem aus Stahlblech geschweißten 700-l-Wasserkessel und zwei seitlich vom Führersitz angeordneten, einzeln oder gleichzeitig bedienbaren Brausen. In der jüngsten Zeit haben auch hier die Elektroschlepper Eingang gefunden, indem sie als Vorspann für Straßenkehrmaschinen verwendet wurden, und zwar trifft man häufig die Anordnung, daß man zwei Kraftmaschinen schräg hintereinander hängt (Abb. 20), so daß mit einer Fahrt die doppelte Kehrleistung erzielt wird.

Die Abfuhr des von den Kehrmaschinen zusammengebrachten Kehrichts findet im allgemeinen mit pferdebespannten Fahrzeugen oder Handkarren statt. Vielfach werden auch passend durchgebildete Elektrokarren

benutzt, deren Bedienungsmann das Aufladen des Kehrichts übernimmt. Doch kommen jetzt in großen Städten besondere Kehrichtsammelwagen mit leicht zu be- und entladendem Fassungsraume von etwa 5 m³ Größe und ausreichendem Platz für die Mitführung der Reinigungskolonne in Aufnahme. Solche Wagen, deren Fahrgestell hinsichtlich Betrieb und konstruktiver Durchbildung völlig dem des Spreng- und Spülwagens entspricht, können bei täglich vier Fahrten etwa 20 m³ Kehricht abbefördern.

Die günstigen Erfahrungen, die man mit den Elektrokarren in Werkstatt- und Lagerhausbetrieben gemacht hat, veranlassen viele Stadtverwaltungen, dieses Fahrzeug auch für die Müllbeseitigung, die Straßen- und die Kanalreinigung in Dienst zu stellen. Im Straßenreinigungsdienst, und zwar insbesondere im Streckendienst, herrschte bisher die Verwendung der Handkarre noch sehr stark vor. Hier hat sich der Elektrokarren jetzt gut eingeführt und behauptet an den Stellen, wo dies geschehen, das Feld einwandfrei. Für diesen Zweck ist auf die Plattform des Fahrzeuges eine Mulde gesetzt, die vier durch Klappen verschließbare Einfüllöffnungen und an den Seiten noch Haken für die Mitführung der Geräte hat. Die Mulde ist durch eine von Hand zu betätigende Teleskopwinde nach hinten für die Entleerung kippbar, nachdem die Stirnwandtür geöffnet ist. Das Fahrzeug ist mit einem Führersitz und automobilmäßiger Handradsteuerung ausgerüstet. Auf dem Karren selbst können noch Sitze für ein bis zwei Begleiter angebracht werden. Des gleichen Karrens bedienen sich die Tiefbauämter für die Kanalreinigung. Hier wird jedoch der Karren außer der Mulde noch mit einem schwenkbaren Kran für das Anheben der Gullydeckel und das Ausheben der Sinkkasten versehen. Der Antrieb des Kranes kann durch eine Handkurbel oder durch einen Elektromotor geschehen, der seinen Strom von der Karrenbatterie bezieht. Zum leichteren Kippen des Eimers in die Mulde ist noch eine Eimerkippvorrichtung vorgesehen.

Bei dem außerordentlich umfangreichen Gebiete der für den Straßenbau und die Straßenpflege in Betracht kommenden Maschinen war es natürlich ausgeschlossen, daß diese alle und noch dazu eingehend besprochen werden konnten. Es mußte vielmehr eine Beschränkung auf allgemeine Ausführungen stattfinden, zu deren Erläuterung und Ergänzung einige Beispiele näher betrachtet wurden. Der Zweck dieser Abhandlung sollte in der Hauptsache sein, dem Leser zu zeigen, welche Maschinen und Vorrichtungen in Deutschland zurzeit hierfür gebaut werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen.

Von Oberingenieur **P. Marx**, Köln-Lindenthal.

(Schluß aus Heft 34.)

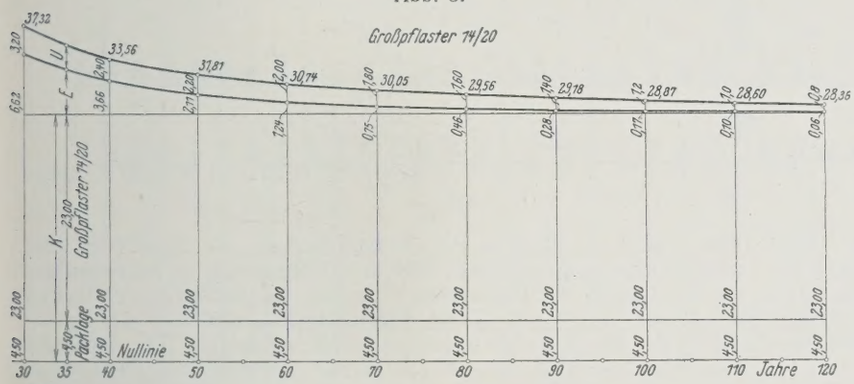
Für den Kostenvergleich der verschiedenen Deckenarten ist es nun notwendig, daß man die sich entsprechenden Jahre der Lebensdauer zueinander in Vergleich setzt, und dazu boten die Verschleißmessungen, wie oben erwähnt, ein wertvolles Hilfsmittel: z. B. ist dabei u. a. festgestellt worden, daß die Lebensdauer des Kleinpflasters mit 28 Jahren der Lebensdauer des Großpflasters (Format 12/18) mit 80 Jahren entspricht. Sonstige Zwischenwerte wurden sinngemäß interpoliert. Es ergibt sich daraus, daß die wagerechten Abstände auf der Nullinie für die verglichene Lebensdauer in der Zusammenstellungszeichnung (Abb. 10) einen verschiedenen Maßstab haben müssen. Nach diesem Gesichtspunkte sind in der Zusammenstellung alle Befestigungsarten aufgetragen. Diese zeichnerische Auswertung allein hat den großen Vorzug, den erforderlichen klaren Überblick für den Vergleich der einzelnen Befestigungsarten zu geben, indem die Schnittpunkte der einzelnen „Schaulinien" den Wechsel des Rentabilitätsverhältnisses klar zum Ausdruck bringen. Zur Zeichnung selbst ist zu bemerken: Auf der Nullinie stellen die wagerechten Abstände, die sich unter den gleichen Verkehrsverhältnissen entsprechenden Zeiträume die Lebensdauer der einzelnen Befestigungsarten dar, und zwar liegen die sich entsprechenden Jahre für die einzelnen Decken auf denselben Senkrechten. Es können also in der Zeichnung ohne weiteres z. B. die Lebensdauer des Kleinpflasters, die des Großpflasters und die der Schotterdecke für die gleichen Verkehrsverhältnisse untereinander abgelesen werden. Die Ordinaten der Schaulinien stellen das gesamte erforderliche Anlagekapital der einzelnen Befestigungsarten dar.

Was lehren nun die Schaulinien? Wir sehen zunächst ein allmähliches, dann immer stärkeres Ansteigen von rechts nach links, d. h. mit verkürzter Lebensdauer wächst das erforderliche Gesamtanlagekapital unverhältnismäßig stark an, oder mit anderen Worten: Eine kurzlebige Befestigungsart ist unwirtschaftlich; und es muß daher — allgemein betrachtet — unser Bestreben darauf gerichtet sein, eine Deckenart von großer Lebensdauer zu wählen. Es kommen also nur Pflaster- und Asphaltfahrbahnen in Betracht, und Schotterfahrbahnen, ob mit, ob ohne Oberflächenteerung scheiden für starken und mittleren Verkehr als unwirtschaftlich vollständig aus. Betrachten wir nun die einzelnen Deckenbefestigungen, deren Schaulinien in der Zeichnung aufgetragen sind. Da ist zunächst das

Großpflaster (Abb. 3, 4, 5).

Seine Kurve verläuft verhältnismäßig flach, in der Anlage ist es eine der teuersten Decken, aber die „Zusatzkosten" sind außerordentlich gering. Es ist dem allerschwersten Verkehr gewachsen und hat eine große Dauerhaftigkeit. Mit Fugenverguß hergestellt ist es hygienisch einwandfrei und stellt unter den heutigen Verkehrsverhältnissen und namentlich nach allgemeiner Einführung der Gummibereifung ein fast unvergängliches Werk dar. Die so unangenehm empfundene Erschütterung der Umgebung infolge der Verkehrsstöße lassen sich durch ebene Kopf-

Abb. 3.



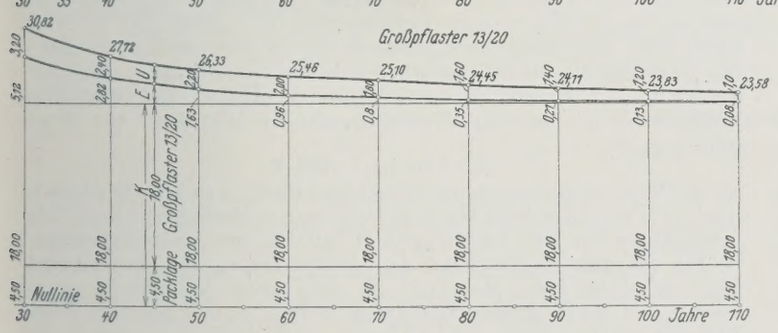
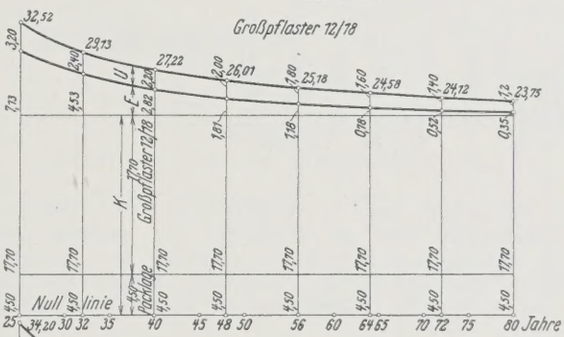


Abb. 4.

Abb. 5.



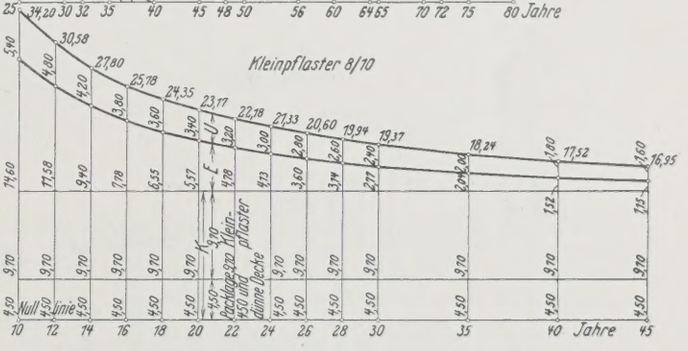


Abb. 6.

bearbeitung auf ein Mindestmaß herabdrücken. Dagegen ist es unter der Eisenbereifung, die allerdings immer mehr verschwindet, geräuscherzeugend. Es hat vor den Monolithbelägen, wie Beton und Sandasphalt, den großen Vorzug der Wiederverwendbarkeit, und Straßenaufbrüche lassen sich in kürzester Zeit ohne Sperrung des Verkehrs schließen. Es ist für große Steigungen geeignet und wird mit Vorliebe für die Auspflasterung der Straßenbahnflächen verwandt. Die Grenze seiner wirtschaftlichen Verwendbarkeit liegt bei Format 12/18 bei etwa 64 Jahren, bei Format 13/20 und 14/20 bei etwa 80 Jahren Lebensdauer.

Ist die Verkehrsgröße geringer, so daß diese Lebensdauer überschritten werden würde, dann ist

Kleinpflaster (Abb. 6)

auf alle Fälle wirtschaftlicher. Die Wohlfeilheit seiner Herstellung und die geringen Unterhaltungskosten sichern ihm ein weites Anwendungsgebiet. Es ist geräuscharm und eignet sich daher auch als Belag für Wohnstraßen. Gegen Aufbrüche, die bekanntlich in den inneren Stadtstraßen

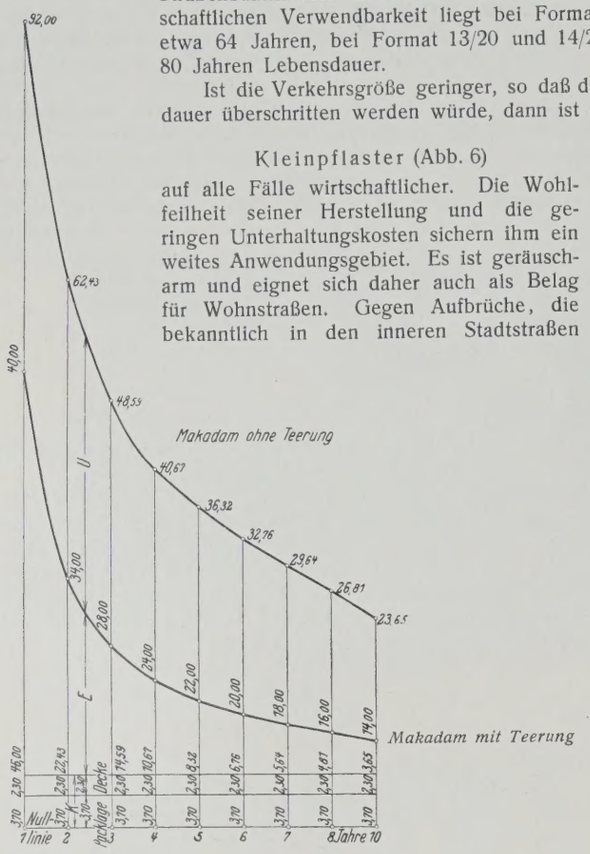


Abb. 9.

häufig vorkommen, ist es empfindlicher als Großpflaster. Sein Anwendungsgebiet liegt am günstigsten für mittleren Verkehr; für schweren Verkehr, namentlich bei Eisenbereifung, ist es weniger geeignet. Der Grenzpunkt seiner Wirtschaftlichkeit liegt entsprechend dem Schnittpunkte der Kurve des Großpflasters mit dem des Kleinpflasters (mit

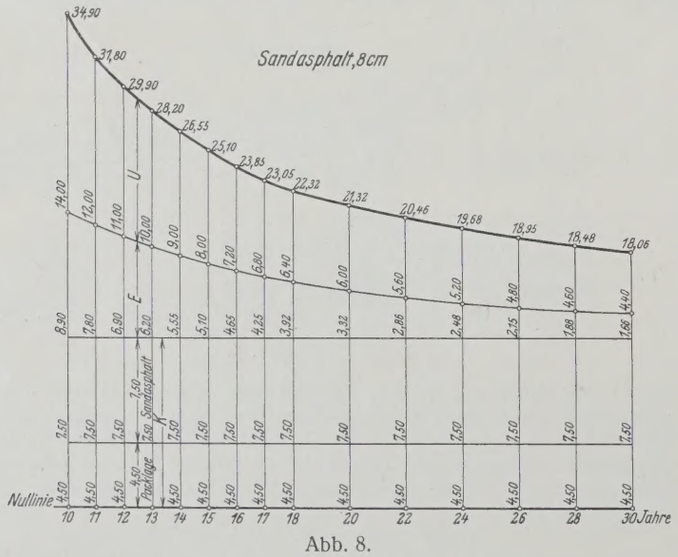


Abb. 8.

besonderem Unterbau) bei 18jähriger Lebensdauer. Ist diese bei erforderlicher Neuanlage des Unterbaues kürzer, so wird ein Kleinpflasterbelag gegenüber dem Großpflaster unter allen Umständen wirtschaftlich ungünstiger. Ist sie aber größer als 18 Jahre, so erspart man an Herstellungskosten gegenüber dem Großpflaster Format 12/18 17,70 — 9,70 = 8,— M./m². Besonderen Vorteil bietet die Anwendung des Kleinpflasters als Überdeckung einer chaussierten Fahrbahn. Hier springt der wirtschaftliche Vorteil besonders ins Auge, weil der Unterbau in der Rechnung nicht erscheint. Die Schaulinie ist in der Zeichnung besonders hervorgehoben. Der wirtschaftliche Grenzpunkt (als Schnitt mit der Großpflasterkurve) liegt bei einer Lebensdauer des letzteren bei 67 bezw. 54 Jahren, und bei einer Umlage des Kleinpflasters im Abstande von etwa 13 Jahren, d. h. das Kleinpflaster kann alle 13 Jahre erneuert werden und ist trotzdem wirtschaftlicher als eine Großpflasterdecke, die eine Lebensdauer von 67 bezw. 54 Jahren hat.

Die erstmalige Anwendung des

Stampfasphalts (Abb. 7)

liegt etwa 50 Jahre zurück. Der Vorzug des Asphaltpflasters gegenüber

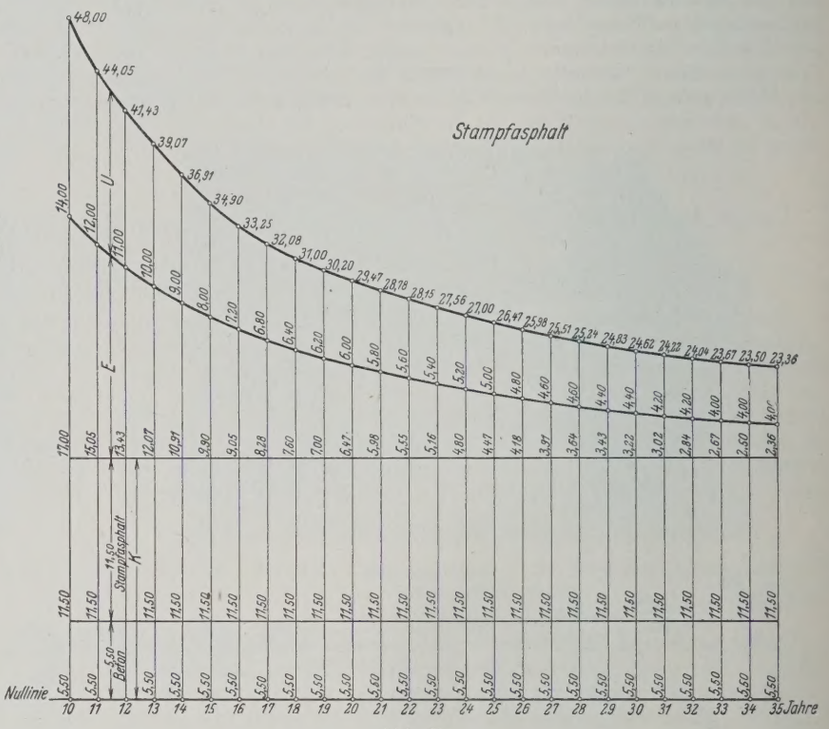


Abb. 7.

dem Großpflaster liegt in der Geräuschlosigkeit, der Staubfreiheit, der leichten Reinigungsmöglichkeit und in der Minderung an Aufwendungen für die Zugkraft bei Fuhrwerken. Bei der Entscheidung zwischen der Wahl von Groß- bezw. Kleinpflaster und Asphalt spielt daher der Preis keine ausschlaggebende Rolle. Die wirtschaftliche Schaulinie liegt über der der beiden vorbetrachteten Pflasterarten, ohne sie zu schneiden; einen wirtschaftlichen Grenzpunkt gibt es daher nicht. Sein Nachteil ist die zunehmende Glätte unter dem Autoverkehr. Der Stampfasphalt hat sich bei schwerstem Verkehr bewährt. Man verwendet ihn mit Vorliebe für innerstädtische Straßen; er wird dieses Feld wechselweise mit neueren Straßenbauverfahren behaupten, von denen neuerdings der

Sandasphalt (Abb. 8)

als ernstlicher Wettbewerber zu nennen ist. Dieser „synthetische Asphalt" wurde bereits einige Jahre vor dem Weltkriege in Nordamerika mit Erfolg verwandt und ist über England und Holland zu uns herübergekommen. Er hat vor dem Stampfasphalt den großen Vorzug der Billigkeit und kann auf vorhandener Makadamdecke oder altem Steinpflaster gelegt werden. In wirtschaftlicher Beziehung bewegt er sich mit dem Kleinpflaster fast auf gleicher Linie; da seine Lebensdauer nach vorliegenden Erfahrungen bei schwerem Verkehr mit 20 Jahren angenommen wird, kann er unbedenklich bei Straßenneuanlagen oder auch zur Verbesserung des bestehenden Straßennetzes benutzt werden. Der wirtschaftliche Grenzpunkt mit Großpflaster liegt bei einer Sandasphaltdecke auf vorhandenem Unterbau (z. B. altes Pflaster) bei einer Lebensdauer des Großpflasters von 81 Jahren bei Format 14/20 bezw. 65 Jahren bei Format 12/18, d. h. mit anderen Worten: Wenn man bei günstigen Niveauverhältnissen in der Lage ist, auf altem Großpflaster (das sonst ausgewechselt werden müßte) eine Sandasphaltdecke aufzubringen, ist dies ebenso wirtschaftlich wie ein neues Großpflaster. Man spart dann an Herstellungskosten 18,00 — 7,50 = 10,50 M./m², obgleich der Sandasphalt in diesem Falle alle 13 Jahre umgelegt werden kann. Gegenüber dem Kleinpflaster befindet sich die Sandasphaltdecke hier im Vorteil, weil es unmöglich ist, das Kleinpflaster auf vorhandenem Großpflaster (infolge fehlender Bauhöhe) aufzubringen. Betreffs der Herstellung von Sand-

asphaltdecken sei noch bemerkt, daß infolge der technisch möglichen großen Tagesleistung bei der Ausführung sich die unvermeidlichen Straßensperrungen auf ein Mindestmaß beschränken lassen. Als übrige Vorteile sind zu nennen: Die Geräuschlosigkeit und infolge der fugenlosen Fahrbahn die Staubfreiheit. Wie beim Stampfasphalt wird auch bei Sandasphaltfahrbahnen an Zugkraft gespart, doch ist er für das Befahren stumpfer. Die Fahrbahndecke ist leicht zu reinigen.

Es seien hier noch die Überzüge von Straßendecken mit

Gußasphaltbelägen

erwähnt. Sie sind in die Rechnung nicht besonders aufgenommen, weil sie ähnliche Ergebnisse zeitigen. Der Nachteil dieser Decken liegt jedoch an der auftretenden Glätte; es soll aber von Fall zu Fall untersucht werden, ob und inwieweit sich auch diese Beläge für die Verbesserung des Straßennetzes eignen.

Zur Vervollständigung des Gesamtbildes ist in der Zeichnung noch die Schaulinie der

Makadamfahrbahnen (Abb. 9)

dargestellt. Der einzige Vorzug der Schotterfahrbahn liegt in den billigen Herstellungskosten. Demgegenüber sind schwachem oder höchstens mittelstarkem Verkehr erhalten werden und kann im günstigsten Falle nur in stillen Wohnstraßen einen wirtschaftlichen Vergleich mit anderen Fahrbahnbefestigungen aushalten. Die Nachteile dieser Deckenart sind hinreichend bekannt.

Hierzu sei noch besonders etwas nachgetragen: Wenn auch meine Ansicht über die Oberflächenbehandlung bei einzelnen Straßenbausachverständigen auf Widerspruch stoßen mag, so glaube ich doch dieses Urteil aufrechterhalten zu sollen. Die in mustergültiger Weise ausgeführten Oberflächenteerungen namentlich in der Ostschweiz verdanken (abgesehen von den hervorragenden Fachkenntnissen des Herrn Kantonsingenieur Schläpfer) nach meinem Urteil ihren Bestand hauptsächlich dem schwachen Verkehr und der gebirgigen Örtlichkeit, insofern, als bei den günstigen Gefälleverhältnissen das Wasser — der Zerstörer der Straßenstrecken — auf die schnellste Weise abfließen kann.

In den vorstehenden Ausführungen, die sich auf einwandfreies und in voller Sachlichkeit festgestelltes Zahlenmaterial stützen, ist versucht worden, ein klares Bild über das wirtschaftliche Verhalten der einzelnen Straßen-

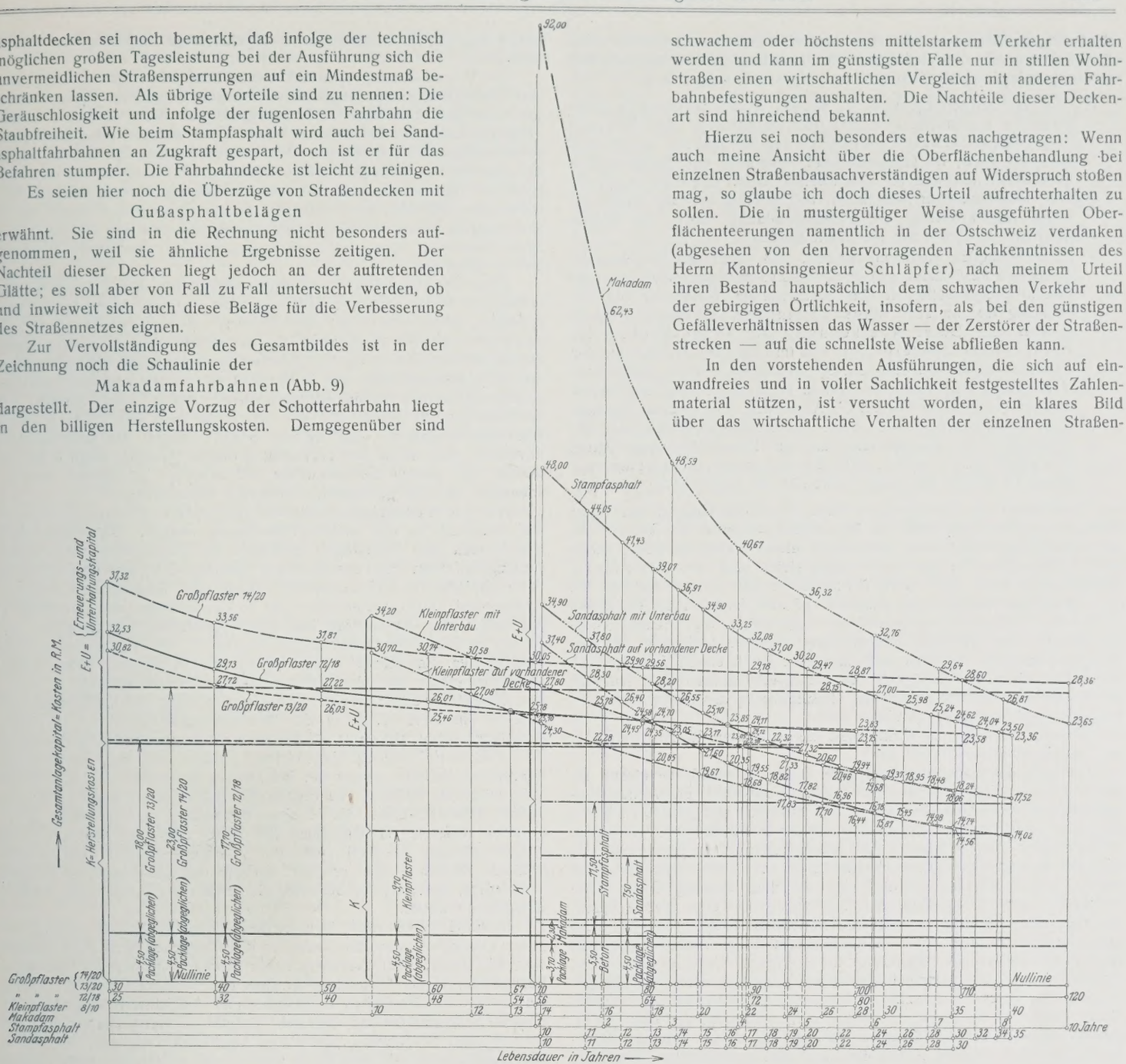


Abb. 10.

jedoch die Zusatzkosten (jährliche Unterhaltung) so bedeutend, daß sie in wirtschaftlicher Beziehung als die teuerste Deckenart bezeichnet werden muß. Die Ursache hierzu findet man in der geringen Widerstandskraft gegenüber der Saugwirkung von Automobilluftreifen und in der zertrümmernden Wirkung der Lastwagen. Die Makadamdecke kann nur mittels eines Überzuges von Teer oder Asphalt, und zwar bei befestigungen zu geben und in dem bekannten Streit Licht und Schatten in gerechter Weise zu verteilen. Wenngleich die Zahlen vorwiegend die niederrheinischen Verhältnisse widerspiegeln, so wird sich doch das Gesamtbild der Rechnungsführung nicht verändern, wenn auch je nach der Gegend die Materialeigenart und Gewinnungsverhältnisse, sowie der Lohnfaktor im einzelnen schwanken mögen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der „Si-Stahl" der Freund-Aktiengesellschaft.

Von Direktor **Curt C. M. Witt,** Vorstand der Berliner Aktien-Gesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation (vorm. J. C. Freund & Co).

Der von der Berliner Aktien-Gesellschaft für Eisengießerei und Maschinenfabrikation (früher J. C. Freund & Co.), Berlin-Charlottenburg, herausgebrachte Silizium-Baustahl (anfänglich F-Stahl, später und im folgenden Si-Stahl genannt) hatte bei seinem Bekanntwerden im Spätsommer 1925 in allen Fachkreisen lebhaftes Interesse gefunden. Die eingehende Erörterung des Für und Wider, die natürlich hierbei nicht ausbleiben konnte, spielte sich im wesentlichen in sachlichen Formen ab, und zwar in Fachzeitschriften, so daß die Erfinderin dieses Si-Stahles, die Freund-Aktiengesellschaft, es sich versagen konnte, hieran teilzunehmen, da es ihr genügte, daß auf Grund der von ihr erzielten Ergebnisse die Reichseisenbahn, als größter Stahlabnehmer Deutschlands, ihr Interesse an der Weiterentwicklung des Si-Stahles in außerordentlich tatkräftiger Weise bekundete. Diese Zurückhaltung zu beobachten, ist der Freund-Aktiengesellschaft jetzt aber nicht mehr möglich, nachdem der Verein deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf durch eine Erklärung in mehreren großen deutschen Tageszeitungen vom 26. Mai 1928 m. E. die Grenze sachlicher Kritik überschritten und Behauptungen aufgestellt hat, die dem unbefangenen Leser ein falsches Bild der Sachlage geben.

Die genannte Veröffentlichung schließt sich an einen Bericht über die Generalversammlung der Freund-Aktiengesellschaft an und bespricht eine Konferenz, an der u. a. ein Vertreter der Reichsbahn, Vertreter der Geschäftsführung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute und der Aufsichts-

ratsvorsitzende der Freund-Aktiengesellschaft teilgenommen haben. Von dieser in Form einer vermeintlichen Richtigstellung gekleideten Erklärung interessieren hier nur die Punkte 3 und 4, die wie folgt lauten:

3. „Es ist unrichtig, daß in dieser unverbindlichen Aussprache irgendwelche Erfinderverdienste der Freund-Aktiengesellschaft hinsichtlich des Si-Stahles anerkannt worden sind, im Gegenteil sind Ansprüche der Freund-Aktiengesellschaft nach wie vor und verstärkt durch den Hinweis auf die nach fachmännischer Ansicht mit vollem Recht in erster Instanz erfolgte Zurückweisung der Patentanmeldung durch das Reichspatentamt in aller Form abgelehnt worden.
4. Es ist lediglich anerkannt worden, daß durch das Vorgehen der Deutschen Reichsbahn und damit im Zusammenhang teilweise der Freund-Aktiengesellschaft eine beschleunigte Verfolgung der Verwendung des an sich längst bekannten Si-Stahles angeregt worden sei. Diese Anerkennung der Werbetätigkeit der Freund-Aktiengesellschaft ließ im Laufe der Unterhaltung den Gedanken entstehen, eine etwaige Ehrengabe vor der zuständigen Vertretung der Hüttenwerke erörtern zu lassen, wobei kein Zweifel darüber gelassen wurde, daß die Aussichten einer solchen Regelung nicht wahrscheinlich sind. Nach den Zeitungsberichten über die Vorgänge in der Hauptversammlung der Freund-Aktiengesellschaft darf angenommen werden, daß sich eine weitere Behandlung auch dieses Gedankens vor einer Vertretung der Hüttenwerke erübrigt."

Es wird wohl nur wenige Leser dieser Veröffentlichung in den Tageszeitungen gegeben haben, die aus ihrer eigenen Kenntnis des Sachverhalts sich ein richtiges Bild über den Inhalt dieser Veröffentlichung haben machen können. Wer der Sache ferner steht, muß aus diesen beiden Absätzen entnehmen, daß einmal der Si-Stahl längst bekannt war und daß seine praktische Verwendung lediglich auf das Vorgehen der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zurückzuführen ist, wobei die Freund-Aktiengesellschaft eine gewisse Unterstützung gegeben und eine Werbetätigkeit ausgeübt hat, aber doch immerhin nur in einem Umfange, daß auch ohne diese Werbetätigkeit der Freund-Aktiengesellschaft lediglich durch die Deutsche Reichseisenbahn die Einführung des längst bekannten Si-Stahles gesichert gewesen wäre.

Wie stellt sich nun in Wirklichkeit die sogenannte Werbetätigkeit der Freund-Aktiengesellschaft dar?

Die Freund-Aktiengesellschaft hatte schon vor 1925 die Lizenz für den von dem Deutsch-Schweizer Edwin Boßhardt erfundenen, sogenannten Boßhardt-Ofen, für Deutschland erworben und zwei Öfen dieser Bauart in ihrer Gießerei aufgestellt. Dieser Boßhardt-Ofen, ein eigenartig gebauter Siemens-Martin-Ofen, wurde zunächst zur Erzeugung von Stahlguß benutzt, der überraschenderweise bei großer Dünnflüssigkeit außerordentlich zäh war, so daß sich aus dem Boßhardt-Ofen dünnwandige Formstücke beliebiger Art in hervorragender Güte gießen ließen. Angeregt durch die hierbei erkannten wertvollen Eigenschaften des Boßhardt-Ofens, suchte die Freund-Aktiengesellschaft das Anwendungsgebiet des Boßhardt-Ofens nach Möglichkeit zu erweitern. Da in der deutschen Eisenindustrie schon jahrelange Bestrebungen herrschten, einen hochwertigen Baustahl zu erzeugen, was zum St 48 führte, so stellte sich die Freund-Aktiengesellschaft die Aufgabe, einen derartigen Baustahl mit hoher Streckgrenze herzustellen. Im Sommer 1925 gelang es der Freund-Aktiengesellschaft nach langen, mühevollen und sehr kostspieligen Versuchen, durch Steigerung des an sich bekannten Silizium-Gehaltes und Herabdrücken des Kohlenstoffgehaltes einen Baustahl zu erzeugen, der nach eigener wie auch amtlicher Prüfung in dem Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem den besten bisher in Deutschland verwendeten Baukonstruktionsstahl, bekannt unter der Marke St 48, erheblich übertraf. Es zeigte sich nämlich, daß der Si-Stahl der Freund-Aktiengesellschaft eine weit höhere Streckgrenze besitzt als die bisher bekannten unlegierten Baukonstruktionsstähle.

Bei den bisher bekannten Baukonstruktionsstählen stand die Streckgrenze zur Bruchfestigkeit regelmäßig in einem Verhältnis, das in der Praxis einen Wert von 60% gewöhnlich nicht überschritt, so daß also die Streckgrenze niemals über 60% der Bruchfestigkeit hinausging. (Für den bisher bekannten hochwertigsten Baustahl St 48 war von der Reichseisenbahn im Jahre 1926 als Abnahmebedingung eine Bruchfestigkeit von 48 bis 58 kg/mm² und eine Streckgrenze von 29 kg/mm² vorgeschrieben.) Wollte man die Streckgrenze steigern, um auf diese Weise weniger Eisen in das Bauwerk hineinzubauen, also an Material zu sparen, so blieb früher nichts anderes übrig, als gleichzeitig auch die Bruchfestigkeit dementsprechend wachsen zu lassen. Das hatte aber den Nachteil, daß dann die Bearbeitungsfähigkeit des Materials in den Baukonstruktionswerkstätten litt. Da man des Preises wegen von kostspieligen Zuschlägen zur Erhöhung der Bruchfestigkeit absehen mußte, blieb nur übrig, diesen Erfolg durch Steigerung des Kohlenstoffgehaltes zu erreichen; dadurch wurde aber das Material härter und ließ sich schwerer bohren, nieten, stanzen, biegen usw. Man erkennt also unschwer daraus die Bedeutung der Steigerung der Streckgrenze ohne gleichzeitige Erhöhung der Bruchfestigkeit.

Der Freund-Aktiengesellschaft war es nun, wie schon erwähnt, nach den Feststellungen des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem vom Juli bis September 1925 gelungen, bei ihrem Si-Stahl, damals F-Stahl genannt, die Streckgrenze erheblich zu steigern, ohne gleichzeitig die Bruchfestigkeit zu erhöhen. Mit anderen Worten: Der Si-Stahl besitzt in bezug auf Bearbeitungsfähigkeit, Dehnung und Einschnürung dieselben günstigen Eigenschaften, die die bisher benutzten Baukonstruktionsstähle aufwiesen, zeigt aber eine wesentlich höhere Streckgrenze, durch die es also möglich wurde, die gleichen Bauwerke mit einem sehr viel geringeren Materialaufwande herzustellen, ohne die Sicherheit des Bauwerks irgendwie zu gefährden.

Ohne Zutun der Freund-Aktiengesellschaft und gegen ihren Wunsch erschienen Mitte September 1925 in den Tageszeitungen einige Mitteilungen über den von der Freund-Aktiengesellschaft erfundenen neuen Si-Stahl, die in den beteiligten Kreisen sofort erhebliches Aufsehen erregten. In erster Linie war es die Reichseisenbahn, die als Hauptabnehmerin von in Deutschland erzeugten Baukonstruktionsstählen seitens der Freund-Aktiengesellschaft auf ihr neues Material aufmerksam gemacht wurde und die sich schon nach den ersten Kontrollversuchen lebhaft für den neuen Stahl, wegen der naheliegenden Annahme, daß es ihr bei Verwendung dieses Materials möglich werden würde, ihre großen Eisenbauwerke mit erheblich geringerem Materialaufwande, also mit geringeren Geldmitteln herzustellen.

Hier war es der Reichsbahndirektor Herr Geheimrat Dr.-Ing. Schaper, der persönlich in die weitere Entwicklung eingriff. Die wiederholten, eingehenden und sorgfältigen Prüfungen des Erzeugnisses der Freund-Aktiengesellschaft durch das Staatliche Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem, die Technische Hochschule Dresden sowie das Eidgenössische Materialprüfungsamt Zürich vermittelten der Reichseisenbahn die Überzeugung, daß dieses neue Baumaterial von hoher praktischer Bedeutung sei, und so war es auch Herr Geheimrat Dr. Schaper, der als erster in Fachblättern (der „Bautechnik" 1925, Heft 45 vom 16. Oktober) einen Aufsatz sachlichen Inhalts über den neuen Si-Stahl veröffentlichte.

Im gleichen Sinne schrieb die Hauptverwaltung der Reichsbahn unter dem 13. November 1925 an den Reichswirtschaftsminister. In diesem Schreiben wurde nicht nur auf die große volkswirtschaftliche Bedeutung der neuen Erfindung hingewiesen, sondern auch der Gedanke einer finanziellen Beihilfe seitens der Reichsbahn ausgesprochen, um die Angelegenheit zu fördern. Die Freund-Aktiengesellschaft konnte mit ihren kleinen Boßhardt-Öfen, die in einer Schmelzung nur höchstens je 3 t Flußstahl lieferten, zu damaliger Zeit (Ende 1925) der Reichseisenbahn größere Mengen Si-Stahl nicht zur Verfügung stellen. Der Neubau größerer Boßhardt-Öfen erschien deshalb der Reichsbahn so dringend erforderlich, daß man, wie bemerkt, die gewünschte Entwicklung finanziell unterstützen wollte.

Dieser Gedanke wurde in einer Besprechung eingehend erwogen, die in den Geschäftsräumen der Deutschen Bank zwischen Herrn Karl Friedrich von Siemens, dem Präsidenten des Verwaltungsrates der Deutschen Reichsbahn, Herrn Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Schaper von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn und Aufsichtsratsmitgliedern der Freund-Aktiengesellschaft stattfand. Sowohl in dieser Besprechung wie auch in einer Besprechung, die einige Aufsichtsratsmitglieder der Freund-Aktiengesellschaft mit dem Herrn Reichswirtschaftsminister hatten, wurde nicht nur die Bedeutung des neuen Erzeugnisses der Freund-Aktiengesellschaft in vollem Umfange anerkannt, sondern auch die Dringlichkeit, diese neue Erfindung im Interesse der deutschen Wirtschaft und der Reichseisenbahn im besonderen in weitem Maße und mit möglichster Beschleunigung auszunutzen. Das Ergebnis der hiermit begonnenen Verhandlungen war schließlich, daß die Freund-Aktiengesellschaft mit damals Linke-Hofmann-Lauchhammer, heute den Mitteldeutschen Stahlwerken, einen Lizenzvertrag abschloß und daß unter finanzieller Kreditbeihilfe der Reichseisenbahn bei den Mitteldeutschen Stahlwerken (vormals Lauchhammer) in Gröditz ein 10-t-Boßhardt-Ofen gebaut wurde, der trotz mancher Schwierigkeiten im Januar 1927 in Betrieb kam. Damit war es möglich, größere Mengen Si-Stahl der Reichseisenbahn zur Verfügung zu stellen, die zunächst nochmals eingehende Versuche mit dem in Gröditz gewonnenen Si-Stahl anstellen ließ. Diese Prüfungen bestätigten, wie noch im folgenden zu erörtern sein wird, die bereits bekanntgewordenen glänzenden Eigenschaften des Si-Stahles und veranlaßten die Reichseisenbahnverwaltung, in ihren Lieferungsbedingungen trotz des anfänglichen Widerstandes der westlichen Stahlwerke die Streckgrenze von 29 kg/mm² auf 36 kg/mm² heraufzusetzen.

Gleichzeitig mit der Reichseisenbahn zeigte auch die stahlerzeugende Fachwelt ein lebhaftes Interesse, und schon vor Erscheinen der ersten sachlichen Besprechung des neuen Si-Stahles durch Herrn Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Schaper hatte sich der Verein deutscher Eisenhüttenleute durch Schreiben vom 23. September 1925 an die Freund-Aktiengesellschaft

gewandt, um unter Berufung auf die von den Tageszeitungen gebrachten Veröffentlichungen einige nähere Angaben über den neuen Stahl, seine Eigenschaften und Erzeugungsart zu erbitten.

Wie stark das Erscheinen des Si-Stahles in den Kreisen der Stahlfachleute wirkte, zeigte sich besonders drastisch bei einem Besuche der Freund-A.-G. durch Herrn Direktor Klinkenberg von der Dortmunder Union im Oktober 1925, der Freund den Vorschlag machte, die F-Stahl-Sache (Si-Stahl) im Interesse der deutschen Wirtschaft gemeinsam mit seinen und den diesen nahestehenden Werken zu bearbeiten, und dabei hervorhob, daß seine Werke bei erfolgreicher Nachprüfung des neuen Freund-Stahles sich an der gemeinsamen Auswertung und Finanzierung beteiligen würden.

Die Freund-A.-G. kam dem an sie gerichteten Ersuchen sofort nach und lieferte darüber hinaus auch noch Proben ihres Si-Stahles, die auf Veranlassung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute im Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung in Düsseldorf untersucht wurden. Hierbei ergaben sich merkwürdigerweise zwischen den Versuchsergebnissen in Düsseldorf und denjenigen in dem Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem nicht unbeträchtliche Abweichungen. Das Materialprüfungsamt hatte bei seinen zahlreichen Untersuchungen des Freundschen Si-Stahles Streckgrenzen bis hinauf zu 49,5 kg/mm² bei einer Bruchfestigkeit von höchstens etwa 54,6 kg/mm² ermittelt, so daß sich beispielsweise aus einer Reihe von 18 Versuchen für die Streckgrenze ein Mittelwert von 46,7 kg/mm², für die Bruchfestigkeit ein solcher von 53,1 kg/mm² ergab. Hiernach stellte sich die Streckgrenze im Mittel auf 88 % der Bruchfestigkeit. Das waren also Werte, die die vorhin für den bisher besten deutschen Baustahl (St 48) genannten Zahlen weit hinter sich ließen. Die Untersuchung in Düsseldorf ergab nach den hierüber gemachten Mitteilungen als Streckgrenze 40,2 kg/mm² und als Bruchfestigkeit 52,8 kg/mm², so daß hiernach die Streckgrenze nur 76 % der Bruchfestigkeit erreichte.

Immerhin ließ auch die Düsseldorfer Prüfung eine sehr erhebliche Steigerung der Streckgrenze des Si-Stahles (40,2 kg/mm²) gegenüber dem Baustahl St 48 (29 kg/mm²) erkennen; dazu kam das sich dauernd verstärkende Interesse der Reichseisenbahn, so daß auch dem Verein deutscher Eisenhüttenleute die Angelegenheit mit dem Prüfungsergebnis des ihm nahestehenden Kaiser-Wilhelm-Instituts für Eisenforschung in Düsseldorf nicht beendet erscheinen konnte, und zwar um so weniger, als gleichzeitig einige westliche Hüttenwerke, u. a. die Gutehoffnungshütte, als ernstliche Reflektanten auftraten.

Da die Freund-A.-G. nicht in der Lage war, die Wünsche jedes einzelnen Werkes hinsichtlich Material und Beobachtung des Herstellungsverfahrens zu erfüllen, wurde in Aussicht genommen, ein einziges Werk zu bestimmen, das für die gesamte beteiligte Industrie die gewünschten Prüfungen vornehmen sollte. Demgemäß wurde vereinbart, daß die Freund-A.-G. in Kokillen, die von der Dortmunder Union zur Verfügung gestellt werden sollten, mehrere Schmelzungen vergießen sollte, die dann auf dem gleichen Hüttenwerk zu verschiedenen Profilen ausgewalzt werden sollten, um eine Prüfung anstellen zu können.

Die Ausführung dieses Versuchsprogramms machte erhebliche Schwierigkeiten, insbesondere stellte sich heraus, daß von den vier von dem westfälischen Hüttenwerk der Freund-Aktiengesellschaft zur Verfügung gestellten Kokillen zwei vollständig unbenutzbar waren, während die beiden restlichen nicht unbedenkliche Fehler zeigten. Auch das übrige von dem westfälischen Hüttenwerk der Freund-Aktiengesellschaft zum Gießen gelieferte feuerfeste Material zeigte erhebliche Mängel, vor allem ungenügende Feuerbeständigkeit, so daß die Freund-Aktiengesellschaft zunächst Bedenken hatte, die vereinbarten Abgüsse mit Hilfe dieses Materials herzustellen. Trotzdem entschloß sich die Freund-Aktiengesellschaft, die von ihr gewünschten Blöcke zu gießen und für die Prüfung zur Verfügung zu stellen. Von den hierbei vergossenen Chargen wurden zur Durchführung paralleler Versuche Blöcke in Spandau und auf dem westfälischen Hüttenwerk ausgewalzt. Probestäbe der in Spandau ausgewalzten Blöcke wurden wieder dem Staatlichen Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem zur Prüfung übergeben, während die von dem westfälischen Hüttenwerk durch Auswalzen der dorthin gelieferten Blöcke der gleichen Chargen erzeugten Probestäbe auf die Versuchsanstalten dreier westlicher Hüttenwerke und des bereits genannten Kaiser-Wilhelm-Instituts für Eisenforschung verteilt wurden.

Auch diese Untersuchungen führten leider zu keiner Übereinstimmung; während man im Staatlichen Materialprüfungsamt bei 15 Probestäben ein Schwanken der Streckgrenze zwischen 38 und 43,7 kg/mm² und einen Mittelwert für die Streckgrenze von 41,6 kg/mm² fand, ergab sich aus den sämtlichen in Westfalen bezw. Düsseldorf durchgeführten Versuchen ein Mittelwert von 36,4 kg/mm². Bei annähernd übereinstimmender Bruchfestigkeit berechnete sich in Berlin-Dahlem die Streckgrenze auf 84,5 % der Bruchfestigkeit, in Westfalen und Düsseldorf dagegen auf 72 %. Dazu ist noch zu bemerken, daß seitens der Stahlwerke nur die Mittelzahlen veröffentlicht wurden, die die einzelnen Versuchsanstalten berechnet hatten; die Zahlentabellen über die einzelnen Versuche wurden zurückgehalten. Von zwei Versuchsanstalten (Dortmunder Union und Bochumer Verein) hat allerdings die Freund-Aktiengesellschaft die gesamten Zahlen erhalten, die ein ziemlich günstiges Bild zeigten. Die Untersuchungen, die in der einen Versuchsanstalt unter Mitwirkung eines Vertreters der Freund-Aktiengesellschaft stattfanden, ergaben für die Streckgrenze Werte, die zwischen 33 und 49,5 kg/mm² schwankten, so daß sich hier ein Mittelwert von 39,3 kg/mm² errechnete. Die Schwankungen der Bruchfestigkeit waren sehr viel geringer, sie lagen zwischen 48,6 und 55,5 kg/mm² und ließen einen Mittelwert von 51,7 kg/mm² feststellen, so daß sich danach im Mittel von 18 Versuchen die Streckgrenze auf 75,6 % der Bruchfestigkeit ergab. Aus dem zweiten der Freund-Aktiengesellschaft mitgeteilten Bericht der Versuchsanstalt des Bochumer Vereins sind weniger günstige Zahlen zu entnehmen. Hier führten 18 Prüfungen für die Streckgrenze zu einem Mittelwert von 37,4 kg/mm², für die Bruchfestigkeit zu einem solchen von 51,5 kg/mm²; die Streckgrenze stellte sich danach auf 73 % der Bruchfestigkeit. Immerhin wurde in dem Berichte der zuletzt genannten Versuchsanstalt festgestellt, daß der Freund-Stahl bei einer Festigkeit von 50 bis 55 kg/mm² eine Streckgrenze besitze, die wesentlich höher liege als bei einem normalen Siemens-Martin-Stahl gleicher Festigkeit, aber dennoch die gleiche Zähigkeit (Dehnung) und Einschnürung habe wie dieser. Es könne bei mäßig starken Abmessungen mit einem mittleren Verhältnis von Streckgrenze zu Festigkeit von 75 % gerechnet werden, was gegenüber 60 % bei normalen Siemens-Martin-Stählen eine Verbesserung von 25 % und somit auch die Möglichkeit bedeutet, entsprechend leichter zu konstruieren. In dem gleichen Berichte vom 18. Dezember 1925 wird dann noch ausgeführt, daß der günstige Einfluß des Siliziums bei Stahl an sich wohl bekannt gewesen sei, wie dies das Beispiel der Silizium-Federstähle lehre, bei denen ein hoher Siliziumgehalt außerordentlich günstig auf die Lage der Streckgrenze und die Zähigkeit einwirke. Neu aber und als Verdienst von Freund sei hinzustellen, den gleichen Einfluß des Siliziums auch auf Eisen erkannt zu haben.

Mit Rücksicht darauf, daß, wie gesagt, das von dem westfälischen Hüttenwerk zum Vergießen der Blöcke gelieferte Material in verschiedenen Hinsicht bedeutsame Mängel aufwies, konnte die Freund-Aktiengesellschaft die mit diesen Blöcken angestellten Versuche als maßgebend nicht anerkennen, da ihrer Auffassung nach durch diese Fehler der Kokillen und des Steinmaterials die Qualität der Blöcke beeinträchtigt worden war.

Um nun zu einer weiteren Klärung der Sachlage mit tätig zu sein, entschloß sich die Freund-Aktiengesellschaft zu sechs neuen Schmelzungen, von denen vier am 13. Januar 1926 in Gegenwart zweier Vertreter des Vereins deutscher Eisenhüttenleute (Dr. Schulz, Dortmunder Union, und Dipl.-Ing. Schweitzer, Stahlwerk Hoesch) gegossen wurden, denen Gelegenheit gegeben wurde, den ganzen Schmelzvorgang auch hinsichtlich seines metallurgischen Verlaufes zu verfolgen. Die Blöcke aus diesen Schmelzungen wurden bei den Deutschen Industriewerken Akt.-Ges. in Spandau und bei der Dortmunder Union ausgewalzt. Das Staatliche Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem erhielt zuerst Proben des in Spandau ausgewalzten Materials, später auch Proben der Dortmunder Walzungen; die in Dortmund gefertigten Probestäbe wurden dem Kaiser-Wilhelm-Institut für Eisenforschung und zwei Versuchsanstalten westfälischer Eisenhüttenwerke ausgehändigt.

Wenn sich auch jetzt die beiderseits im Januar 1926 gefundenen Werte mehr näherten, als es bei den früheren Parallelversuchen der Fall war, so zeigte die in Berlin-Dahlem durchgeführte Untersuchung sowohl der in Spandau wie in Dortmund gewonnenen Probestäbe der gleichen Schmelzungen recht auffallende Abweichungen. Dazu kam, daß das Staatliche Materialprüfungsamt an einem Zerreißstab, der bei einer Besprechung in Düsseldorf seitens der westlichen Werke u. a. als Beweisstück für schlechte Ergebnisse angeführt wurde und dann auf Bitten der Vertreter Freunds der Gesellschaft überlassen werden mußte und von dieser zur Untersuchung an das Materialprüfungsamt Berlin-Dahlem gegeben wurde, eine Materialüberhitzung feststellte, die den Probestab in seinen Festigkeitseigenschaften, hauptsächlich bezüglich der Streckgrenze, in hohem Maße ungünstig beeinflußt hatte. Danach mußte die Freund-Aktiengesellschaft zu der Überzeugung gelangen, daß weitere Untersuchungen bei den westfälischen Stahlwerken zwecklos wären.

Inzwischen — nie früher — hatten die westlichen Hüttenwerke es sich angelegen sein lassen, sich möglichst von dem Boßhardt-Ofen frei zu machen und zu diesem Zweck zu gleicher Zeit auf der Grundlage der zwecks gemeinsamer Ausnutzung von Freund bekannt gegebenen Erfahrungen Versuche angestellt, um ein Material ähnlicher oder gleicher Zusammensetzung im gewöhnlichen Siemens-Martin-Ofen, im Elektro-Ofen und sogar in der Thomas-Birne herzustellen, was natürlich durch die genaue Kenntnis der Arbeitsweise des Boßhardt-Ofens der Freund-Aktiengesellschaft und die von letzterer seinerzeit bereitwillig mitgeteilten Erfahrungen wesentlich erleichtert wurde. Es erschienen Veröffentlichungen, aus denen hervorging, daß der neue Freund-Stahl „längst“ bekannt sein sollte und daß es den westlichen Hüttenwerken gelungen wäre, in ihren Betrieben

Flußstähle gleicher oder ähnlicher Zusammensetzung zu erzeugen, deren Streckgrenze annähernd in der gleichen Höhe läge wie die von den westlichen Hüttenwerken bei ihren Untersuchungen des ihnen gelieferten Original-Freund-Stahles gefundenen Werte, dagegen hinter dem bei Feund und auch in Gröditz erzeugten Si-Stahl nach den Zeugnissen des Staatlichen Materialprüfungsamtes Berlin-Dahlem noch erheblich zurückblieb.

Aus allen diesen Gründen gerieten die Verhandlungen zwischen den westlichen Stahlwerken und der Freund-Aktiengesellschaft ins Stocken, und Freund hatte seinerseits auch keinerlei Anlaß, auf eine Wiederaufnahme oder Beschleunigung dieser Verhandlungen zu drängen, da einerseits sich Freund sowohl wegen der seinerzeit vereinbarten Lieferung von Kokillen usw., wie auch aus weiteren Verhandlungen die Ansicht aufdrängte, daß man von seiten der westlichen Stahlwerke die Angelegenheit nicht mit der Sachlichkeit behandelte, die im Interesse der Allgemeinheit und vor allen Dingen der wirtschaftlichen Bedeutung des neuen Si-Stahls lag, und da anderseits, wie bereits bemerkt, der 10-t-Ofen in Gröditz bei den Mitteldeutschen Stahlwerken in Betrieb genommen wurde, aus dessen Chargen dem Materialprüfungsamt wiederum Proben zur Verfügung gestellt wurden. Hierbei wurde die Vorsicht benutzt, daß sowohl dem gesamten Schmelzvorgang wie auch der Herstellung und Entnahme der Probestäbe zwei verantwortliche Beamte des Staatlichen Materialprüfungsamtes beiwohnten, damit nicht etwa der Verdacht geäußert werden konnte, daß bei der Anfertigung dieser Proben irgendwelche Manipulationen vorgenommen wurden, die ein besonders günstiges Ergebnis zur Folge haben könnten. Die Untersuchung dieser Proben, die im Mai und Juni 1927 stattfand, hat dann ergeben, daß die Voraussetzung der Reichseisenbahn für ihr Interesse an dem Si-Stahl vollkommen begründet war. Bei der Untersuchung von 24 Proben schwankte die Streckgrenze zwischen 38,6 und 49,8 kg/mm²; als Mittelwert ergab sich 42,5 kg/mm². Die Bruchfestigkeit lag zwischen 52,1 und 56,9 kg/mm² und hatte einen Mittelwert von 54,5 kg/mm². Das danach errechnete Verhältnis zwischen Streckgrenze und Bruchfestigkeit belief sich bei Schwankungen zwischen 72 und 89 %, im Mittel auf 78 %. Wenn auch dieses Verhältnis etwas gegen das früher von der Freund-Aktiengesellschaft in ihrem kleinen 3-t-Boßhardt-Ofen gewonnene Material zurückblieb, so zeigte doch auch dieses in Gröditz gewonnene Material eine außergewöhnlich hohe Streckgrenze, und hierin liegt der wesentliche technische Fortschritt, den der Si-Stahl der Freund-Aktiengesellschaft mit sich brachte. Denn dadurch wurde es der Reichseisenbahn möglich, als Abnahmebedingung eine Mindeststreckgrenze von 36 kg/mm² zu verlangen, also in dieser Beziehung gegenüber dem Stahl St 48 die Anforderungen wesentlich zu steigern und dadurch eine erhebliche Materialersparnis zu erzielen.

Vergegenwärtigt man sich nunmehr die bisher geschilderte Entwicklung, so wird der unbefangene Leser die Leistung der Freund-Aktiengesellschaft kaum in der Weise bewerten, wie es der Verein deutscher Eisenhüttenleute in der anfangs angeführten Veröffentlichung getan hat, nämlich als eine teilweise Unterstützung des Vorgehens der Deutschen Reichsbahn und als eine Werbetätigkeit. Von einer Werbetätigkeit der Freund-Aktiengesellschaft kann, wie die gegebene Darstellung beweist, nicht die Rede sein, im Gegenteil, die Freund-Aktiengesellschaft hat ihrerseits in keiner Weise für ihren Si-Stahl geworben und hatte es auch nicht nötig, denn der Si-Stahl warb für sich selbst. Nur die hervorragenden Eigenschaften des neuen Baustahls waren es, die die Reichseisenbahn veranlaßten, mit großer Energie an der Entwicklung der Angelegenheit mitzuarbeiten, um sobald wie möglich für ihre Neubauten dieses hervorragende Baumaterial zur Verfügung zu bekommen. Es ist allerdings richtig, daß die Einführung des Si-Stahles der Freund-Aktiengesellschaft als Konstruktionsmaterial der Reichsbahn zu verdanken ist, denn das unterliegt selbstverständlich für den unterrichteten Leser keinem Zweifel, daß es der Freund-Aktiengesellschaft allein nicht gelungen wäre, den von vornherein einsetzenden Widerstand der Stahlwerke zu überwinden, die ihrerseits begreiflicherweise kein Interesse an einer für sie notwendig werdenden Umstellung hatten. Die Freund-Aktiengesellschaft verzichtete demzufolge auch auf weitere Verhandlungen mit den Stahlwerken des Westens und ließ die weitere Entwicklung ihren durch die Bedürfnisse der Reichseisenbahn vorgeschriebenen Gang gehen; sie konnte dies mit um so größerer Sicherheit und Ruhe tun, als die Reichseisenbahn bereits im Vorjahre fünf Eisenbahnbrücken mittlerer Größe aus Silizium-Baustahl hatte herstellen lassen.

Tatsächlich hatte also der Siegeslauf des von der Freund-Aktiengesellschaft hervorgebrachten neuen Si-Stahles bereits begonnen, obwohl ihm von den westlichen Stahlwerken die größten Schwierigkeiten in den Weg gelegt wurden. Insbesondere hatte man sich, wie schon erwähnt, gegen die Erhöhung der Streckgrenze von 29 kg/mm² auf 36 kg/mm², wie es die Reichsbahn bestimmt hatte, lebhaft gewehrt, weil es damals jedenfalls nicht möglich erschien, im gewöhnlichen Siemens-Martin-Ofen ein zu normalen Preisen verkäufliches Erzeugnis zu schaffen, das eine so hohe Mindeststreckgrenze besaß.

Mußten nun die Stahlwerke des Westens trotz aller ihrer Bemühungen damit rechnen, daß die Reichsbahn den ihr gebotenen neuen Baukonstruktionsstahl nicht wieder aufgeben würde, mußten sie also gegebenenfalls sich mit ihren Einrichtungen auf diese neue Fabrikation einstellen und auch den Nachteil in Kauf nehmen, daß vielleicht dadurch die Produktion etwas vermindert würde, so galt es jetzt als selbstverständlich für die Stahlwerke, zu verhindern, daß etwa die Arbeiten der Freund-Aktiengesellschaft, die für die gesamte deutsche Wirtschaft von so außerordentlich großem Werte sind, durch ein von Freund im Sommer 1925 angemeldetes Deutsches Reichs-Patent gekrönt würden, das die Stahlwerke hinsichtlich des neuen Si-Stahles von der Freund-Aktiengesellschaft abhängig machen könnte.

Es wurde deshalb, wie auch in der anfangs angeführten Erklärung des Vereins deutscher Eisenhüttenleute zu Punkt 3 geschehen, der Freund-Aktiengesellschaft jedes Erfinderverdienst hinsichtlich des Si-Stahles abgestritten und dieser Stahl selbst als seit langem bekannt hingestellt, obwohl sich kein Werk vorher damit beschäftigt hatte.

Daß eine unbefangene Beurteilung das Erfinderverdienst der Freund-Aktiengesellschaft bezw. des mit ihr verbundenen Herrn Edwin Boßhardt nicht nur bezüglich des Ofens, sondern auch bezüglich des Si-Stahles anerkannte, wurde stillschweigend übergangen. Begreiflicherweise unterließ man es, derartigen Veröffentlichungen offen zu widersprechen, besonders, da sie von so sachkundiger Seite herrührten wie von Herrn Reichsbahndirektor Geheimrat Dr. Schaper, der dem Gange der Entwicklung vom ersten Erscheinen des Si-Stahles gefolgt war und rückhaltlos anerkannte, daß dieser neue vorzügliche Baustoff der Freund-A.-G. zu verdanken war. Zu diesen früheren Anerkennungen tritt jetzt eine Äußerung eines bekannten Fachmannes hinzu, nämlich des Herrn Hüttendirektors Dr. Koppenberg von den Mitteldeutschen Stahlwerken in Riesa, die unter dem Titel „Zur Entwicklung des hochwertigen Baustahls“ in der Zeitschrift des Vereines deutscher Ingenieure vom 30. Juni d. J. enthalten ist. Auch dieser Aufsatz wird der an sich unbestreitbaren Tatsache gerecht, daß die Freund-Aktiengesellschaft die Urheberin des Si-Stahles ist.

Da das Verfahren der Patenterteilung zurzeit noch schwebt, soll deshalb hier nicht näher darauf eingegangen werden. Es sei nur wiederholt festgestellt, daß erst, nachdem die Freund-Aktiengesellschaft ihren Si-Stahl herausgebracht hatte, der Hauptkonsument, die Reichsbahn, nach dem neuen Konstruktionsmaterial griff, und zwar mit um so größerem Interesse, als die Freund-Aktiengesellschaft dieses Material in einer bisher nicht erreichten Qualität herzustellen wußte. Hierbei tat die Verwaltung der Reichsbahn, wie gelegentlich von dortigen Stellen selbst gesagt worden ist, ihre Pflicht, indem sie zunächst an eine eingehende Prüfung dieses neuen, hochwertigen Baumaterials heranging und sich dann zu seiner Verwendung entschloß, nachdem der Si-Stahl der Freund-Aktiengesellschaft die härtesten Prüfungen glänzend bestanden hatte. Niemand wird die Bedeutung des Eingreifens der Reichsbahnverwaltung leugnen oder verringern wollen; aber bei aller Anerkennung für die Reichsbahn wird sich jedem Unbefangenen die Überzeugung aufdrängen, ohne die Freund-Aktiengesellschaft gäbe es heute noch nicht eine einzige Eisenbahnbrücke, noch nicht einen Niet aus Si-Stahl.

Dies wird uns der verantwortungsfreudige Förderer unseres Si-Stahles, Herr Reichsbahndirektor Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Schaper, gern bezeugen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Hafen von Konstanza und die geplanten Erweiterungen.

Einem Bericht in „The Dock and Harbour Authority“ 1928, Vol. VIII, Nr. 90 entnehmen wir folgendes.

Konstanza ist der wichtigste und gleichzeitig einzige unmittelbare Seehafen Rumäniens. Er weist den größten Personenverkehr auf und trägt den Hauptanteil der Ausfuhr von Petroleum und seinen Nebenerzeugnissen. Der gesamte Warenverkehr betrug

	Einfuhr	Ausfuhr
1900	60 963 t	119 152 t
1905	165 668 t	520 090 t
1910	106 382 t	1 168 094 t
1913	238 611 t	1 140 412 t
1926	234 128 t	1 581 872 t

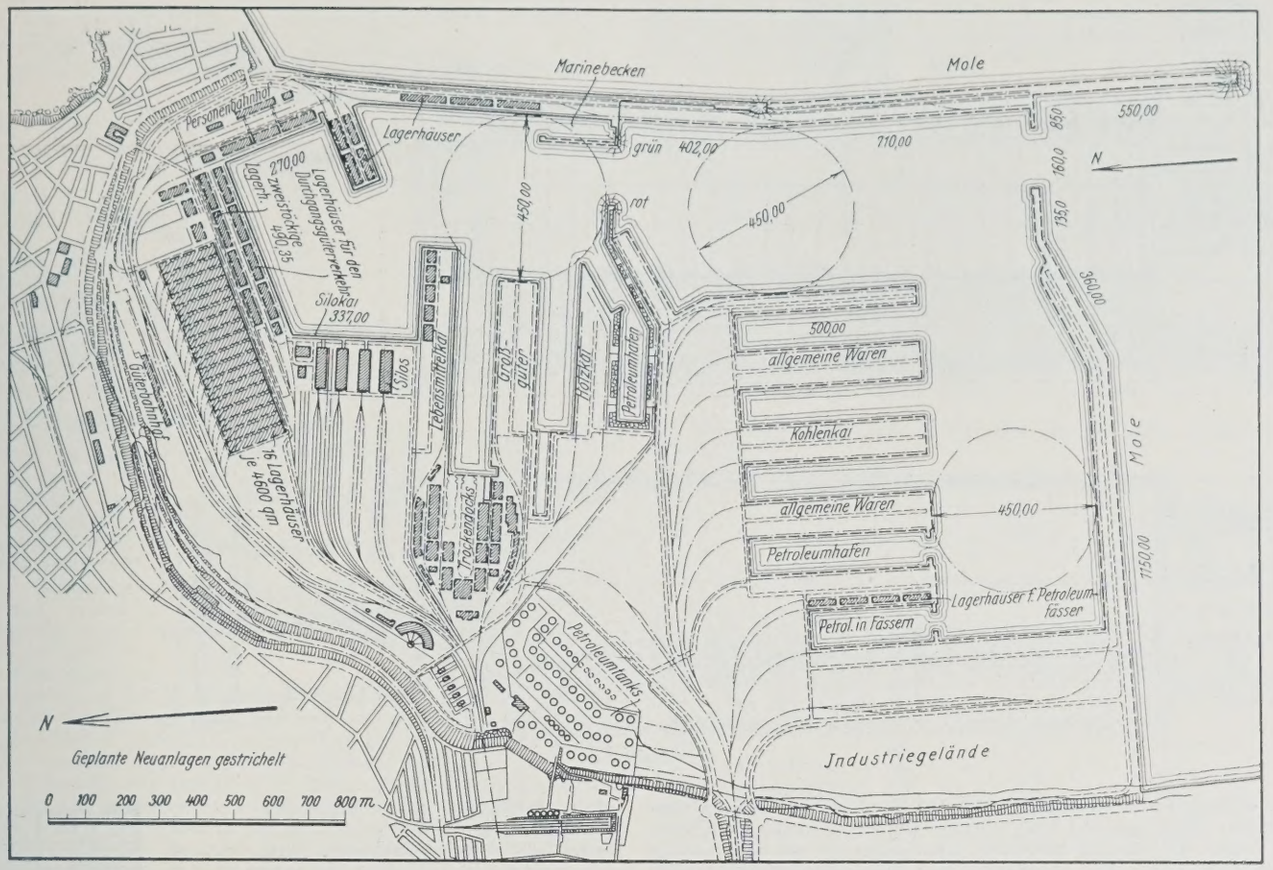
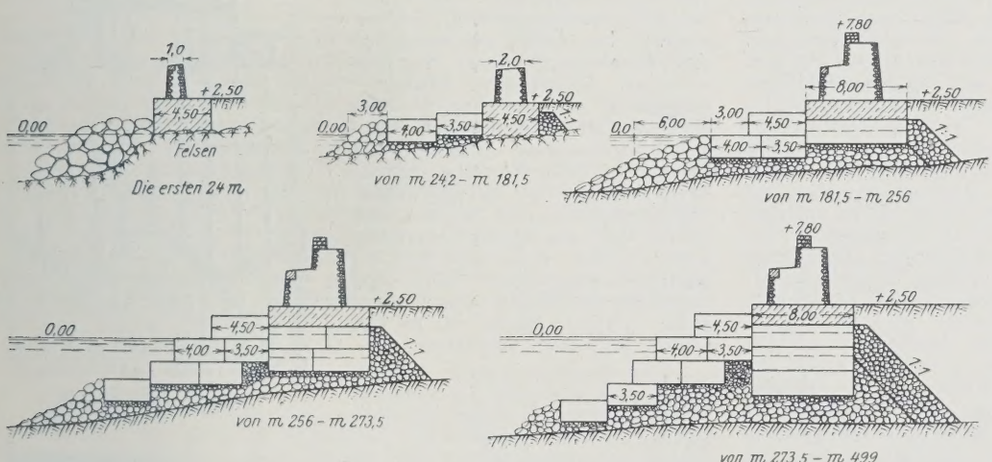


Abb. 1. Lageplan. (Geplante Neuanlage gestrichelt.)



Die Ein- und Ausfuhr des Jahres 1926 verteilt sich auf folgende Warengruppen:

Einfuhr.	
Maschinen, Eisen und Stahlwaren	129 913 t
Kohle	31 904 t
Fertigwaren	11 140 t
Nahrungsmittel	29 210 t
Andere Waren	31 962 t
Ausfuhr.	
Petroleum und seine Nebenerzeugnisse	1 247 419 t
Getreide	296 200 t
Bauholz	28 322 t
Tiere	1 954 t
Sonstiges	7 978 t

Diese Zahlen zeigen einmal in wirtschaftlicher Beziehung den sehr raschen Aufschwung des Hafens nach dem Kriege, bedingt durch die Ausfuhr von Getreide und Petroleum, einschließlich seiner Nebenerzeugnisse. Sie ergeben

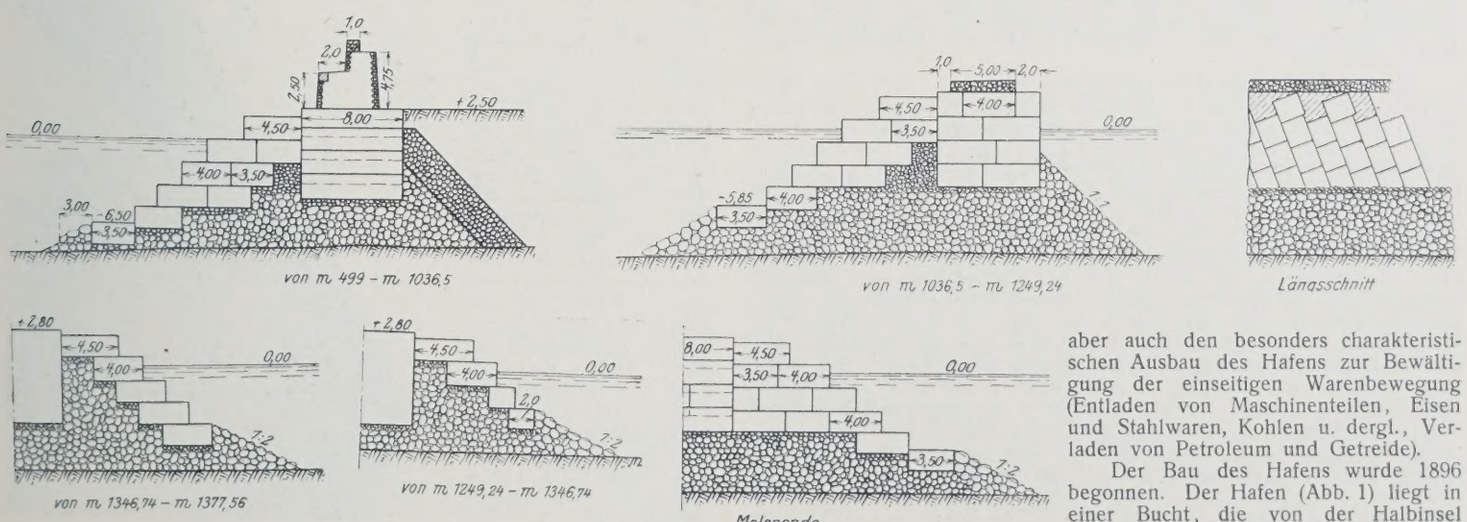


Abb. 2.

aber auch den besonders charakteristischen Ausbau des Hafens zur Bewältigung der einseitigen Warenbewegung (Entladen von Maschinenteilen, Eisen und Stahlwaren, Kohlen u. dergl., Verladen von Petroleum und Getreide).

Der Bau des Hafens wurde 1896 begonnen. Der Hafen (Abb. 1) liegt in einer Bucht, die von der Halbinsel mit dem Kap von Konstanza gebildet

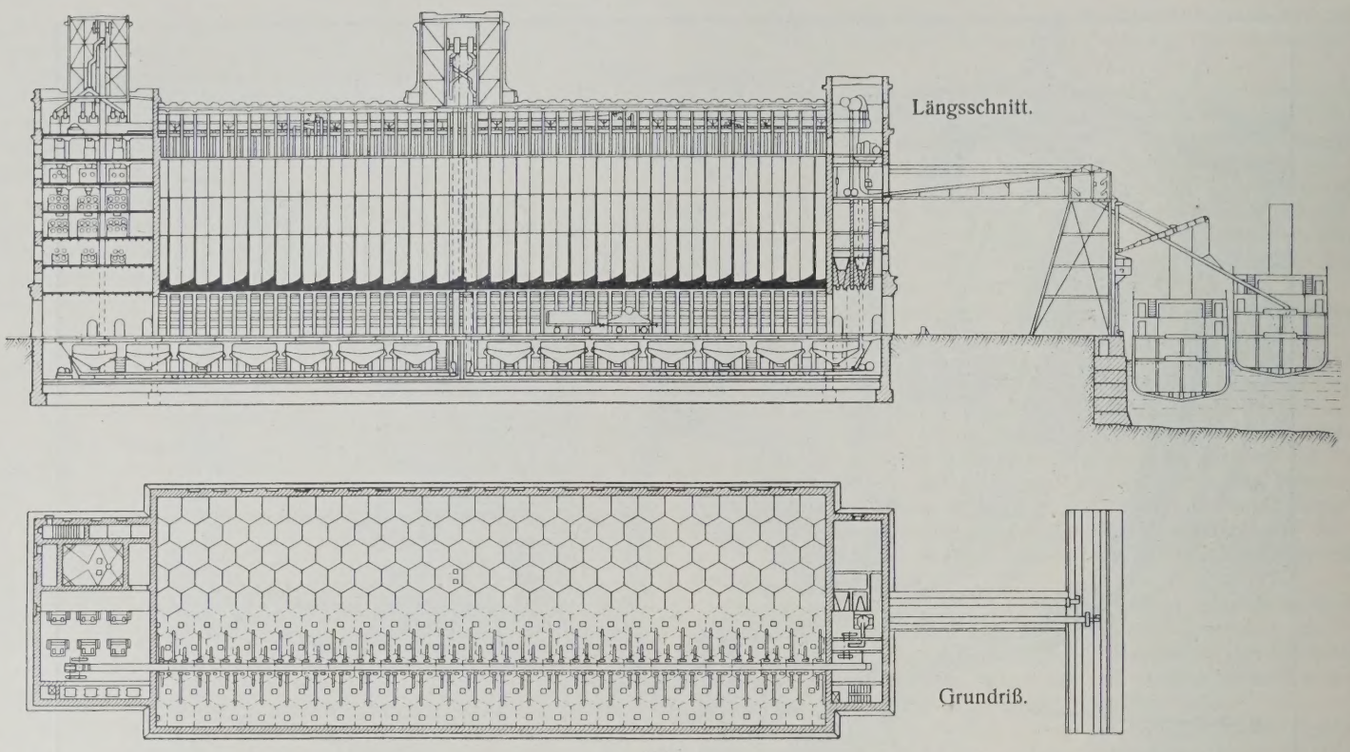


Abb. 4.

wird. Das Hauptgewicht beim Bau mußte auf einen ausreichenden Schutz in der seichten offenliegenden Bucht gelegt werden. Zu diesem Zweck wurde die Spitze der kleinen Halbinsel nach Süden zu um eine 1372 m lange Mole verlängert. Am westlichen, der Mole gegenüberliegenden Ufer wurde eine Reihe zusammenhängender, an die Mole sich anschließender Kaimauern errichtet, die zusammen mit der Mole den künstlichen Hafen bilden. Die Einfahrt zu ihm liegt 402 m vom Molenkopf landeinwärts und hat eine l. Weite von 160,7 m. Sie wird durch zwei rot (links) und grün (rechts) leuchtende Blinklichter bezeichnet. Auf dem Molenkopf ist ein Leuchtturm mit einem 25 km weit sichtbaren Blinklicht angeordnet. Der Hafen selbst ist in zwei ungleichmäßige Becken, das nördliche innere und das südliche äußere, geteilt. Das äußere Hafenbecken besitzt gleichzeitig einen Wendeplatz von 450 m Durchm., und in ihm ist noch ein Kai von 105 m Breite und 500 m Länge zwischen den beiden vorhandenen Kais geplant. Die zwischen dem ursprünglichen Ufer und den Hafenmauern liegende, mit Wasser bedeckte Fläche wurde mit dem beim Ausbaggern der Hafenbecken gewonnenen Material ausgefüllt. An den Kais stehen zurzeit 30 Anlegeplätze von durchschnittlich 125 m Länge zur Verfügung, davon liegen zehn, allgemeinen Zwecken dienende an der Mole, zwei liegen am östlichen und vier am nördlichen Kai des inneren Hafenbeckens, dem Personenverkehr und allgemeinen Zwecken dienend. Am westlichen Kai des inneren Beckens sind die Getreidesilos mit drei Anlegeplätzen angeordnet. Das äußere Hafenbecken hat zurzeit acht Anlegeplätze, zu denen noch zwei am südlichen und einer quer am südlichen Kai kommen. Sie dienen allgemeinen Zwecken. Die Wassertiefe im Hafen beträgt 7,5 bis 8 m. Der Petroleumhafen wurde erst später außerhalb der eigentlichen Hafenanlage nach Süden zu angefügt. In ihm sind fünf Anlegeplätze, zwei am nördlichen, zwei am südlichen und einer am westlichen Kai, vorgesehen. Die Konstruktion der dem Schutz gegen die hauptsächlich aus SSO kommenden Stürme dienenden Mole ist aus Abb. 2 ersichtlich.

Zurzeit wird an der Hafenerweiterung gebaut, die sich nach Süden an den bestehenden Hafen anschließt und durch die ein neues großes Hafenbecken geschaffen wird. Zu diesem Zweck wird die bestehende Hauptmole nach Süden zu um 750 m verlängert. Dort wird mit einer vom westlichen Ufer her errichteten Mole die neue Hafeneinfahrt von 160 m l. Weite entstehen. An sie schließt sich in der Verlängerung der Hauptmole ein Wellenbrecher von 550 m Länge zum Schutze der einfahrenden Schiffe an. Den Abschluß des Hafens gegen die See zu bildet die vom Westufer her sich im wesentlichen östlich erstreckende Mole. Sie ist in drei Teile gegliedert, von denen der erste 1150 m lang nahezu östlich, der zweite 360 m lang nordöstlich und der dritte 130 m lang genau östlich verläuft. Zwischen dem alten Hafen und der neuen Hafeneinfahrt ist ein Wendeplatz von 450 m Durchm. vorgesehen. An der Außenmole soll eine den Zugang zu den neuen Kais bildende Hauptfahrrinne von 450 m Breite verbleiben. Die fünf zu erbauenden neuen Kais verlaufen im wesentlichen nordsüdlich. Die drei mittleren von ihnen sollen je 500 m lang und 100 m breit, der äußere soll auf der Außenseite 750 m lang, auf der Innenseite 500 m lang und 50 m breit, der innere, nach Westen gelegene, soll auf der Ostseite 500 m lang, auf der Westseite 350 m lang und 100 m breit werden. Es entstehen so fünf neue Becken von je 100 m Breite, an denen, zusammen mit den Anlegeplätzen der Außenmole, 50 neue Anlegeplätze geschaffen werden sollen. Die Kais sollen auf jeder Schiffseite zwei Eisenbahnschienenstränge und in der Mitte einen Schlepperschienenstrang erhalten. Auf jedem Kai sollen für jeden Ankerplatz je zwei 9 m von der Kaikante zurückgesetzte Lagerhäuser für den Durchgangverkehr errichtet werden. Die Außenmole des neuen Hafenbeckens, die zum Verladen schwerer unhandlicher Stückgüter vorgesehen ist, soll neben den üblichen Verladeeinrichtungen lediglich Schienenstränge erhalten. Die Kais sollen, wie die bisher vorhandenen, aus vorher fertiggestellten Gußbetonblöcken von je 40 t hergestellt und mit Steinen verkleidet werden. Von dem dem Ufer zu liegenden aufgefüllten Raum sind neben der für Rangier- und Abstellgleise nötigen Fläche 20 ha für industrielle Bauten vorgesehen.

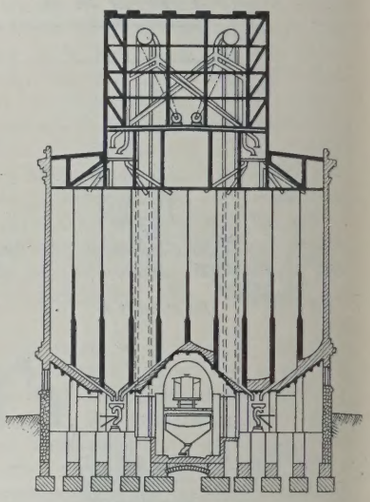


Abb. 3. Querschnitt.

Der Getreidehafen. Zurzeit stehen zwei Silos (Abb. 3 u. 4) von je 30 000 t Fassungsvermögen zur Verfügung; ein dritter ebensolcher ist fertiggestellt, aber noch ohne Verladeeinrichtung, und die Fundamente für einen vierten gleich großen Silo sind schon jetzt ausgeführt. Jeder Silo ist mit einem Elevator ausgerüstet. Die Elevatoren sind unter sich durch eine gemeinsame Verladebrücke von 340 m Länge verbunden (Abb. 5). Von ihr führt zu jedem Silo eine mit einer Förderanlage versehene Brücke, so daß jeder Silo mit jedem der drei Anlegeplätze des 337 m langen Kais verbunden werden kann. Die Speicherleistung jedes Elevators beträgt 150 t/Std., die Verladeleistung zum Schiff 300 t/Std. Die Wassertiefe am Silokai beträgt 8 m. Die Einrichtung der Speicher

Abb. 5.

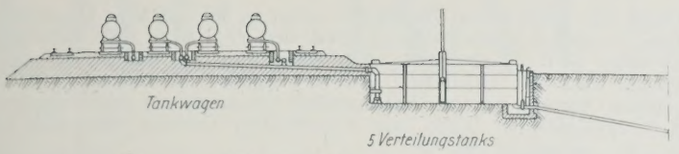


Abb. 6. Tankanlage.

ist die bei allen modernen Anlagen dieser Art übliche.

Um etwa beschädigtes Getreide gleich an Ort und Stelle behandeln zu können, ist in der Mitte jedes Silos in Kaihöhe eine heb- und senkbare Gleisbühne vorhanden. Die eingefahrenen Güterwagen werden gesenkt und das Getreide in Behälter gekippt, aus denen es auf endlosen Bändern durch Reinigungs- und Trockenvorrichtungen hindurchgefördert und einem endlosen Becherwerk zugeführt wird, das das Getreide nach oben fördert, von wo die Verteilung auf die Silokammern stattfindet. Der oben liegende Verteilungsraum der Silos ist hoch, hell und mit guter Lüftung versehen. Jeder Speicher besitzt 10 Reihen mit je 25 sechseckigen bienenkorbartig angeordneten Kammern von 3 m Durchm. übereck gemessen. Jeder Silo hat 50×108 m Grundfläche und ist 47 m hoch, mit Personenaufzügen versehen und mit der schmalen Seite nach dem Hafen zu gerichtet. Der Silokai ist 29 m breit, von Silokante bis Wasserkante gerechnet, und besitzt Eisenbahnschienenstränge, die unter den Verladebrücken der Silos durchgeführt sind.

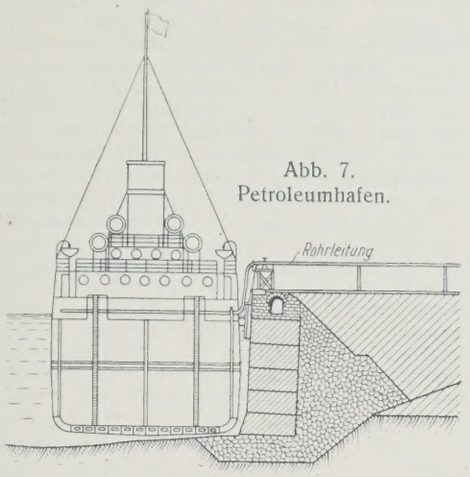
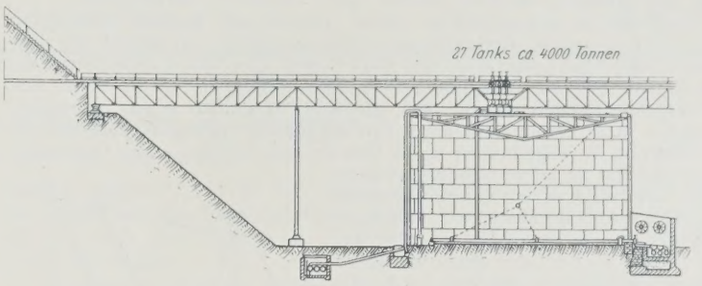


Abb. 7. Petroleumhafen.

Der Petroleumhafen. Am Fuß des Westufers des Hafens ist die Tankanlage mit zurzeit 27 Tanks von je 4000 t Fassungsvermögen angeordnet (Abb. 6). 33 weitere gleich große Tanks sind geplant und schon teilweise im Bau. Das Rohöl, das Reinpetroleum und die Destillationserzeugnisse kommen entweder unmittelbar in Rohrleitungen vom Innern des Landes, oder sie werden mit der Eisenbahn herangebracht. Über den Tanks, auf der Höhe des Ufers sind sechs Schienenstränge nebeneinander angeordnet. Unmittelbar darunter, so daß ihnen das Öl gleich zufließen kann, sind fünf Verteilungstanks errichtet.

An jedem Schienenstrang ist eine Rohrleitung angeordnet, die in geeigneten Abständen mit Anschlußschläuchen für die Tankwagen versehen ist. Durch entsprechende Anordnung von Ventilen kann aus jedem Tankwagen wahlweise einer der fünf Verteilungstanks gefüllt werden, die möglichst stets für dieselbe Ölsorte verwendet werden. Von den Verteilungstanks führen auf Trägern gelagerte Rohrleitungen zu den tiefer liegenden Lagertanks oder zum Pumpenhause, das mit Heizvorrichtungen versehen ist. Von hier aus führen Rohrleitungen zu den Ankerplätzen des Petroleumhafens (Abb. 7). Die Leistungsfähigkeit der gesamten Anlage für den Empfang und die Abgabe von Öl ist 160 t/Std.

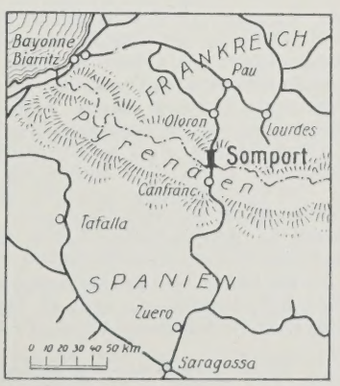


Die Hauptzahlen des Hafens sind aus folgender Zusammenstellung ersichtlich:

	Jetzt	Mit den im Bau befindlichen Erweiterungen	Mit den noch geplanten Erweiterungen
Gesamte Wasserfläche . ha .	6,1	6,1	16,2
Gesamte Kailänge . . km .	4,4	5,9	12,7
Zahl der Ankerplätze . Stück	32	43	95
Gesamtfläche der Kais . ha .	1,4	2,4	5,4
Fläche der bestimmten Zwecken dienenden Kais . . . . . ha .	6,9	6,9	8,9
Reservierte Flächen . . ha .	2,6	2,6	4,6
Länge der Hafenbahn . km .	31,3	57	95
Gesamtfläche der Durchgangslagerschuppen . m^2 .	18 000	41 000	61 000
Lagerfläche der zweistöckigen Lagerhäuser m^2 .	—	15 000	30 000
Gesamte Dampfleistung PS .	1 000	4 800	6 000
Gesamte elektr. Leistung kW .	528	3 500	4 200
Speicherfähigkeit d. Silos t . .	60 000	120 000	120 000
Speicherleistung je Silo t/Std.	150	150	150
Verladeleistung je Silo t/Std.	300	300	300
Fassungsvermögen der Öllagertanks . . . t . .	108 000	240 000	320 000
Leistung der Ölpumpenanlage . . . . . t . .	160	160	160
Kleinste Hafentiefe im allgemeinen Hafen . m .	7,9	8,2	8,2
Kleinste Hafentiefe im Petroleumhafen . . m .	8,8	9,1	9,4
Gesamtumschlagleistung des Hafens im Jahr . t . .	1 500 000	4 000 000	15 000 000
Zahl der Trockendocks Stück	—	—	1

Vermischtes.

Der Pyrenäen-Tunnel. In Paris haben nach der D. A. Z. Außenminister Briand und der spanische Botschafter Quinones de Leon ein Abkommen unterzeichnet, das die Grenze zwischen Frankreich und Spanien im Innern des vor der Vollendung stehenden Somport-Tunnels unter den Pyrenäen festlegt.



Dieser Tunnel stellt die erste Eisenbahnverbindung zwischen den beiden Ländern durch den Grenzwall der Pyrenäen dar. Er ist 7 km lang und wird auf französischer Seite von Oloron südwestlich Pau, auf spanischer von Zuera erreicht. Das von Briand und Quinones de Leon unterzeichnete Abkommen bedeutet nur eine Formalität. Die Eröffnungsfeier hat inzwischen unter Teilnahme des spanischen Königs und des Staatspräsidenten Doumergue am 18. Juli stattgefunden.

Die Durchbrechung der Pyrenäen erforderte den Bau von 14 Tunneln. Sechs Brücken, drei als Eisenkonstruktion, drei als Viadukt gebaut, waren nötig. Die letzte Station auf fransösischer Seite, Bédous, liegt 1300 m hoch, der höchste Punkt des Tunnels 4000 m. Die internationalisierte Station Canfranc liegt 3800 m über dem Meeresspiegel. Der Anstieg von Bédous bis zum höchsten Punkt ist sehr steil und machte Kehrtunnel notwendig, von denen einer fast 2 km lang ist. Für die Bergfahrten sind elektrische Lokomotiven vorgesehen.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. August erschienene Heft 16 (2,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Der Wasserturm der Heyl'schen Lederwerke Liebenau in Worms. — Dr.-Ing. Ernst Lehr: Schwingungen von Schornsteinen. — Dr. Walter Kranz: Betonbau und technisch-geologische Baugrundforschung.

Zuschriften an die Schriftleitung.

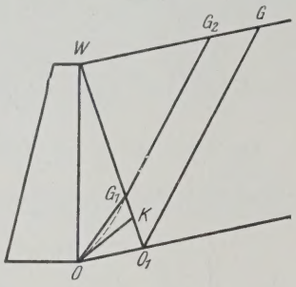
Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddruck-Theorie. Der Verfasser dieses in der „Bautechnik" 1928, Heft 14, S. 197 erschienenen Aufsatzes, Herr Baurat Dr.-Ing. Kann, sucht den Widerspruch in der üblichen Erddrucktheorie — der eben daher kommt, daß beim seitlich begrenzten Erdreich die Gleitflächen auch bei idealem kohäsionslosem Material keine Ebenen sind — dadurch zu beheben, daß er die gekrümmte Gleitfläche durch zwei sich schneidende Ebenen ersetzt. Diese haben die Richtung der am Mauerfuß und an der Erdoberfläche durch den Spannungszustand geforderten erzwungenen und freien Gleitfläche, und ihr Schnittpunkt wird durch die statischen Gleichgewichtsbedingungen bestimmt, die in der üblichen Erddrucktheorie nicht vollständig erfüllt sind.

Diese Art der Erddruckberechnung stellt ohne Frage gegenüber der üblichen Berechnung eine bessere Näherung dar. Da jedoch — wie auch Krey [1]) in seinem Buche nachweist —, die stärkste Krümmung der Gleit-

[1]) H. Krey, Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes. 3. Aufl. Berlin 1926. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

fläche in nächster Nähe des Mauerfußes zu erwarten ist, der Knickpunkt nach der Kannschen Konstruktion jedoch ziemlich weit von der Mauer abliegt, ist der wirklich zu erwartende Gleitkörper mit seiner gekrümmten Außenfläche doch nicht unerheblich kleiner als der Kannsche Ersatzkörper, und die Näherung erscheint deshalb nicht besonders befriedigend.

Ich möchte demgegenüber darauf aufmerksam machen, daß schon Engeßer in seiner „Geometrischen Erddrucktheorie“ (Zeitschrift für Bauwesen 1880), einer seiner schönsten Schöpfungen, eine Näherungskonstruktion angibt, in der die gekrümmte Gleitfläche ebenfalls durch zwei sich schneidende Ebenen ersetzt wird, die aber wesentlich besser befriedigt. Engeßer weist bereits dort nach, daß im seitlich begrenzten Erdreich die Gleitflächen im allgemeinen keine Ebenen sein können. Der Gedankengang, der ihn zu seiner Näherungslösung führt, und den er an der hier wiedergegebenen Abbildung erläutert, ist folgender. Er nimmt an, daß innerhalb des Gleitkeiles $W O_1 G$, der durch die natürlichen Gleitflächen gebildet wird, die Gleitfläche eben ist und die Richtung der natürlichen Gleitfläche $O_1 G$ hat. Links von $W O_1$ ist die Gleitfläche gekrümmt (die gestrichelte Kurve $O G_1$ in der Abb.) und berührt in O die Richtung $O K$ der erzwungenen Gleitfläche. Dieser gekrümmte Teil der Gleitfläche wird nun durch eine Gerade $O G_1$ ersetzt, und die Richtung dieser Geraden findet Engeßer als Gleitfläche in dem Keil $O W O_1$ nach seinem Keilverfahren.



Die von Krey anschaulich bewiesene Tatsache, daß die Gleitfläche ihre stärkste Krümmung beim Mauerfuß O aufweisen muß, hat Engesser bereits richtig erkannt. Dieser Gedanke bildet den Kern seiner Näherungsberechnung und läßt sie von vornherein als außerordentlich einleuchtend und befriedigend erscheinen.

Das Verfahren, das Engeßer zur Ermittlung der Gleitfuge $O G_1$ anwendet, ist etwas umständlich. Um zu einer einfacheren Konstruktion zu kommen, möchte ich vorschlagen, die Gleitfläche zwischen O und G_1 sich durch eine Parabel ersetzt zu denken, die in G_1 die Richtung der natürlichen Gleitfuge hat und in diese übergeht, und deren Scheitel in O liegt, wobei $O K$ die Scheiteltangente ist.

G_1 ist also zu bestimmen als auf $W O_1$ liegender Berührungspunkt einer in Richtung $O_1 G$ laufenden Tangente an eine Parabel, deren Scheitel und Scheiteltangente in O und $O K$ gegeben sind — eine geometrisch sehr einfach zu lösende Aufgabe. Da m. E. jedoch praktisch überhaupt kein Bedürfnis für eine solche Näherungslösung vorliegt, möchte ich von der weiteren Entwicklung hier absehen.

Dr.-Ing. Kammüller,
Privatdozent an der Technischen Hochschule Karlsruhe.

Erwiderung.

Die von Herrn Dr.-Ing. Kammüller vorgeschlagene Näherungslösung des Erddruck-Problems (nach Engeßer) ist in ähnlicher Weise von Dr.-Ing. Joachim Schultze in „Beton u. Eisen“ 1915 gebracht worden und vor einiger Zeit von mir in meiner Antrittsvorlesung an der Braunschweiger Hochschule herangezogen worden (s. Zentralbl. d. Bauverw. 1928, Heft 13, S. 213, Abb. 11, und nebenstehende Abb. 1), nur mit dem Unterschiede, daß hier nicht eine Parabel, sondern eine logarithmische Spirale zwischen die beiden Gleitrichtungen (erzwungene und natürliche Gleitrichtung) eingeschaltet wird, und zwar so, daß die Gegengleitfläche, d. i. die zur Spannungsrichtung der Hauptgleitfläche parallele Fläche stets durch den oberen Wandpunkt K hindurchgeht. (Die Gegengleitfläche schließt nämlich mit der zugehörigen Hauptgleitfläche stets den konstanten Winkel $90° - \varrho$ ein).

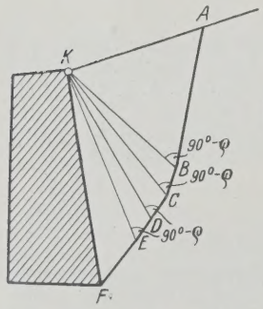


Abb. 1. Strecke $B C D E$ = Logarithm. Spirale. Vorschlag Dr.-Ing. J. Schultze. (Beton u. Eisen 1915).

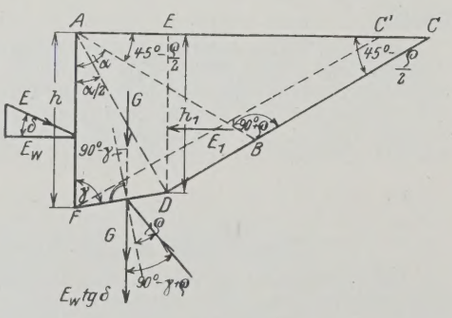


Abb. 2. Vorschlag Dr.-Ing. Streck. (Der Bauingenieur 1926.)

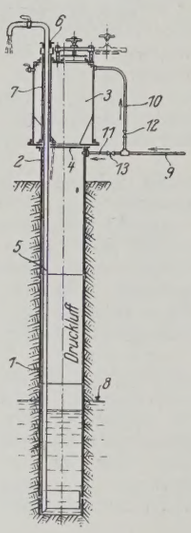
Im übrigen ist auch bei meinem Näherungsvorschlage der Knickpunkt D (s. Abb. 4a meines Aufsatzes in der „Bautechnik“ 1928, Heft 14, und Abb. 10 des erwähnten Aufsatzes im Zentralbl. d. Bauverw.) kein Punkt der gebrochenen Gleitfläche, wenn — wie ich dies vorgeschlagen habe — zwischen die Richtungen $A D$ und $D C$ noch eine vermittelnde Richtung $I—II$ eingeschaltet wird, wobei noch zu beachten ist, daß der Winkel zwischen natürlicher und erzwungener Gleitrichtung selbst bei größerer Abweichung vom Rankineschen Sonderfall ein sehr stumpfer ist; z. B. bei lotrechter Wand und wagerechtem Gelände für $\varrho = 30°$ und $\delta = 20°$ beträgt er $168° 25'$.

In seinem Aufsatze „Beitrag zur Frage des Erdwiderstands“ im „Bauingenieur“ 1926, Heft 1 und 2, bringt Herr Dr.-Ing. A. Streck, Hannover — allerdings für den passiven Erddruck — einen Vorschlag, der auch von dem Kammüllerschen bezw. dem Schultzeschen Vorschlage kaum abweicht. Streck schlägt nämlich vor (s. Abb. 2), die erzwungene Gleitlinie $F D$ bis zum Schnittpunkte (D) mit der Winkelhalbierenden $A D$ zwischen Gegengleitlinie $A B$ des natürlichen Erdkeils — beim passiven Erddruck unter dem Winkel $90° + \varrho$ zur Hauptgleitrichtung geneigt — und der Wandrückenfläche anzunehmen und von da ab die natürliche Gleitrichtung $D C$ gelten zu lassen. Diese Lösung dürfte mit den beiden vorgenannten Vorschlägen so ziemlich übereinstimmen.

Daß schon Engeßer einen solchen Vorschlag (mit zwischengeschalteter Parabel) in der Zeitschrift für Bauwesen 1880 gebracht hat, war mir nicht bekannt; ich bin Herrn Dr.-Ing. Kammüller für den Hinweis sehr dankbar und mit ihm einer Meinung in dem Punkte, daß ein praktisches Bedürfnis für eine solche Lösung des Erddruckproblems mit gekrümmter Gleitlinie nicht vorliegt, da es sich bei Vergleichrechnungen immer wieder zeigt, daß der ziffernmäßige Unterschied der Ergebnisse — gebrochene Gleitlinie einerseits und Ponceletsche Konstruktion anderseits — ein äußerst geringer ist.

Wismar, im Juni 1928. Dr.-Ing. F. Kann,
Privatdozent der Technischen Hochschule Braunschweig.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.



Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Vorrichtung zum Herstellen von Ortpfählen. (Kl. 84c, Nr. 447 065 vom 6. 2. 1924, von Grün & Bilfinger A.-G. in Mannheim.) Gegenüber den bekannten Vorrichtungen mit nur einer Druckluftleitung zur Verdrängung des Grundwassers werden zwei Druckluftleitungen vorgesehen. Auf ein Vortreibrohr 1 ist mittels Stutzens 2 ein Füllschacht 3 aufgesetzt, der mit einer Klappe 4 luftdicht abgeschlossen wird. Das Wasserablaßrohr 5 ist im Deckel des Füllschachtes mit einer Stopfbüchse 6 abgedichtet und durch ein Rohr 7 vor Beschädigung durch den Beton geschützt. Die Druckluftleitung 9 ist in zwei Zweige 10 und 11 mit Anschlußmitteln 12 und 13 geteilt, derart, daß die Leitung 10 in das Innere des Füllschachtes oberhalb der Klappe 4 und die Leitung 11 in den Stutzen 2 unterhalb der Klappe 4 mündet.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Schieb, Mitglied der R. B. D. Halle (Saale), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Berlin, die Reichsbahnräte von Beck, Mitglied der R. B. D. Hannover, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Mainz, Heilbronn, Vorstand des Reichsbahn-Maschinenamts Hirschberg (Schlesien), als Mitglied zur R. B. D. Halle (Saale), Rechenbach, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Vorstand des Reichsbahn-Maschinenamts nach Hirschberg (Schles.), Hoffmann, Otto, Vorstand des R. V. A. Insterburg, in gleicher Weise nach Osnabrück, Dr. jur. Koch (Karl), bisher bei der R. B. D. Trier, als Vorstand des R. V. A. nach Insterburg, Kempf (Hermann), bisher bei der Versuchsabteilung für Lokomotiven des R. A. W. Berlin-Grunewald, zum R. Z. A., Reichsbahnassessor Dr. jur. Schultz (Gerhard), bisher bei der R. B. D. Stettin, zur R. B. D. Frankfurt (Main).

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtmänner Bayer, Bahnhofsvorstand von Bad Kissingen, Krause, Richard, Rechnungsrat, Vorstand des Betriebsbureaus der R. B. D. Frankfurt (Main), Berndt, Reichsbahn-Betriebsdirektion Dresden 1.

Gestorben: der Reichsbahnrat Kiesner, Mitglied der R. B. D. Kassel, Scherff, Mitglied der R. B. D. Elberfeld, Dr. jur. Wanninger, Mitglied der R. B. D. Nürnberg, Wedell, Abnahmeamt Berlin 2.

INHALT: Die Entwässerung des Schuttertals. — Maschinen für den Straßenbau und die Straßenpflege (Schluß). — Die Wirtschaftlichkeit der Straßenbefestigungen (Schluß). — Der „Si-Stahl“ der Freund-Aktiengesellschaft. — Der Hafen von Konstanza und die geplanten Erweiterungen. — Vermischtes: Pyrenäen-Tunnel. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 31. August 1928 | Heft 37

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau des polnischen Seehafens in Gdingen.

Von Regierungs-Baurat **Arnold Klotzky**, Danzig.

Entstehung und Lage.

Die Wiederaufrichtung des polnischen Staates in den durch den Friedensvertrag von Versailles festgesetzten Grenzen stützte sich unter anderem bekanntlich auf eine der Forderungen der „vierzehn Wilsonschen Punkte", wonach dem neu zu errichtenden Polenreiche ein freier und ungehinderter Zugang zum Meere geschaffen werden sollte. — Zu diesem Zwecke wurde 1919 in Versailles aus den Gebietsteilen der preußischen Provinz Westpreußen der polnische Korridor nach der Ostsee mit einer Meeresküste von rd. 60 km Länge geschaffen. Außerdem wurde die deutsche Stadt Danzig — als Hafenstadt der Weichselmündung — mit dem umliegenden Gebiete von 1966 km² und insgesamt 384 000 Einwohnern vom Deutschen Reiche abgetrennt und als Freie Stadt Danzig begründet. Zwar ist die Freie Stadt dabei als ein selbständiges unabhängiges, unter dem Schutze des Völkerbundes stehendes Staatswesen erklärt worden, jedoch mit einigen Auflagen zu Gunsten Polens, die in verschiedenen zwischen Danzig und Polen geschlossenen Staatsverträgen festgelegt worden sind. Als die wesentlichsten sind zu nennen: Vereinheitlichung des Zollwesens zwischen Danzig und Polen (Zollunion), Wahrnehmung der auswärtigen Angelegenheiten Danzigs durch Polen, Verwaltung und Betrieb der Haupt- und Nebenbahnen Danzigs durch die polnische Staatsbahnverwaltung, Mitbenutzung der Post-, Telegraphen- und Fernsprecheinrichtungen zwischen Polen und Danzig einschl. Einrichtung eines polnischen Postdienstes für den Überseeverkehr im Hafen, und schließlich die Mitverfügung Polens über den gesamten Hafen von Danzig und die sonstigen schiffbaren Wasserstraßen des Danziger Gebietes.

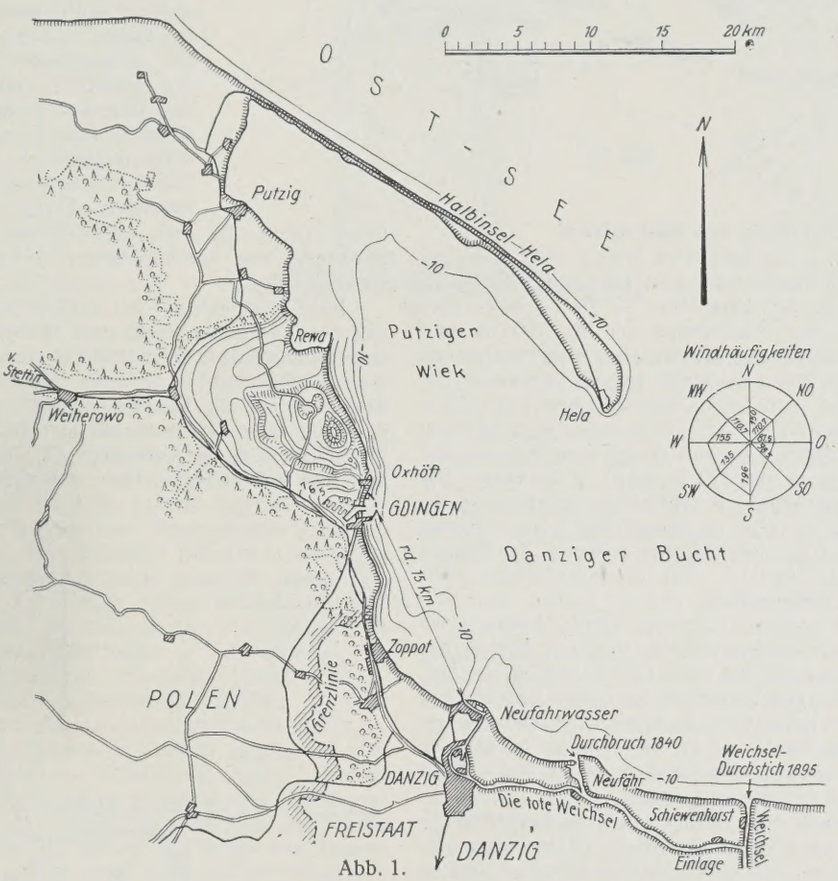


Abb. 1.

Eine besondere Regelung hat hierbei die Verwaltung des Hafens und der Wasserstraßen gefunden. Sie ist herausgelöst aus der allgemeinen Danziger Staatsverwaltung und dem „Ausschuß für den Hafen und die Wasserwege von Danzig" übertragen worden. Dieser Hafenausschuß, der die Eigenschaft einer wirtschaftlichen Verwaltungseinrichtung besitzt, hat an seiner Spitze eine elfköpfige Körperschaft, bestehend aus je fünf Vertretern Danzigs und Polens und einem Präsidenten — als Schiedsrichter —, der ein schweizerischer Staatsangehöriger ist. Dem Hafenausschuß ist das ehemals staatliche Besitztum Preußens und des Reiches im Danziger Hafengebiet zugeteilt, ferner sind ihm alle Rechte der Verwaltung der Ausnutzung und des Ausbaues des Danziger Hafens übertragen, einschl. Festsetzung, Einziehung und Verwertung der gesamten Hafenabgaben. —

Polen hat hiernach im Danziger Hafen sehr weitgehende wirtschaftliche Rechte und kann mit seinem Anteil an diesem Hafen alle Anforderungen seines Handels im Überseeverkehr bewältigen. — Für die Durchfuhr und Lagerung von Kriegsgeräten und Munition ist ihm außerdem am Eingang zum Danziger Hafen auf der Westerplatte durch Spruch des Völkerbundes seit 1925 noch ein neugeschaffenes besonderes Hafenbecken zur Verfügung gestellt worden.

Nach den Bestimmungen des Völkerbundes über die Gründung der Freien Stadt Danzig darf der Danziger Hafen jedoch nicht als Kriegshafen benutzt werden. Hierin lag der Ausgangspunkt der polnischen Bestrebungen für die Schaffung eines eigenen Hafens in Gdingen (polnisch: Gdynia), und zwar zunächst als Stützpunkt für die im Aufbau befindliche polnische Marine.

Gdingen liegt in der Danziger Bucht, etwa 15 km nordwestlich von Neufahrwasser entfernt. Ehemals war es ein kleines Fischerdorf von einigen hundert Einwohnern und beliebter Ausflugsort von Danzig mit unbedeutendem Badeverkehr. Dort begann Polen 1921 — ein Jahr nach der Besitzergreifung Pommerellens — mit dem Bau einer 550 m langen Mole, und zwar in der an der deutschen Ostseeküste vielfach üblichen Bauweise — Pfahlbau mit Steinfüllung —, dazu am Kopf der Mole eine nach Norden gerichtete 170 m lange Hakenmole derselben Bauweise. Damit war am Ende dieser Mole ein Landungsplatz in 7 m Wassertiefe geschaffen. Am 29. April 1923 wurde dieser Marinehafen von dem polnischen Präsidenten Woicekowski feierlich eröffnet. Nachdem somit der erste Anfang zu einem Seehafen gemacht war, entstand zur nämlichen Zeit in Polen der Wunsch, neben Danzig noch über einen eigenen Handelshafen zu verfügen. Auch hierfür erschien Gdingen als geeignetster Platz der neuen polnischen Ostseeküste. Im Herbst 1923 nahm der polnische Sejm (Parlament) das Gesetz für den Ausbau des Hafens Gdynia an. Dem Gesetze liegt der Hafenausbauentwurf des polnischen Ingenieurs Wenda zugrunde, der seinerzeit für den ersten Ausbau mit rd. 50 Mill. Goldfranken (gleich etwa 10 Mill. Dollar) veranschlagt worden ist.

Die Lage Gdingens (Abb. 1) ist in maritimer Hinsicht für die Anlage eines Seehafens nicht ungünstig zu nennen, dagegen sind die Verhältnisse, nach Land zu betrachtet, hinsichtlich der Geländegestaltung und des Baugrundes recht schwierig. Das Ufer der Danziger Bucht ist nordwestlich Zoppot im allgemeinen eingesäumt von den unmittelbar an das Meer herantretenden Steilabhängen des Baltischen Höhenrückens. Nur bei Gdingen, und weiter nördlich bei Rewa, weist die Steilküste Einsenkungen auf, welche Ausläufer eines Urstromtales sind. Der wenig über dem Meeresspiegel gelegene und einige Kilometer breite Talboden ist alluvialen Ursprunges und größtenteils mit Torfmooren von 5 bis 7 m Tiefe ausgefüllt. In weitem Bogen von Meer zu Meer laufend, umschließen diese Moorgebiete von Gdingen bis Rewa eine rd. 80 m hohe, nach der See steil abstürzende Insel von 6000 ha Größe — die Oxhöfter Kämpe —, in seinem Auslauf bei Gdingen hat das Urstromtal zwischen den benachbarten Hochufern eine Weite von etwa 3 km; nach Westen ist es von den Abhängen des Baltischen Höhenrückens umsäumt, die — ebenso wie die Oxhöfter Kämpe — in ihrer geologischen Formation aus mächtigem diluvialen Geschiebemergel, mit dem Liegenden des Miocäns, bestehen. — Die Hauptbahnlinie Berlin—Stettin—Lauenburg—Neustadt (Wejherowo)—Danzig—Dirschau (Tczew)—Marienburg—Königsberg berührt, am Fuße dieses westlichen Talhanges entlangführend, Gdingen. Es liegen mithin günstige Eisenbahnverbindungen zwischen dem künftigen Hafenort und dem polnischen Hinterlande über Danzig—Dirschau—Bromberg bereits vor

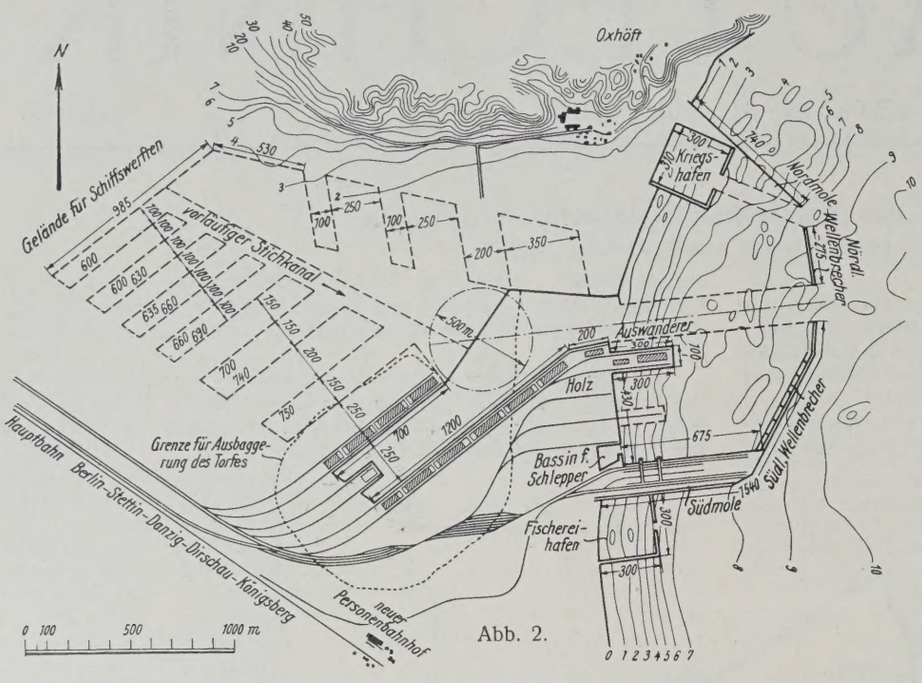


Abb. 2.

Allgemeine Beschreibung des Hafenplanes.

Der Hafenausbauplan (Abb. 2) des Ingenieurs Wenda sieht einen geräumigen Außenhafen und einen unmittelbar daran anschließenden Innenhafen mit reicher Entwicklungsmöglichkeit vor. — Der Außen- oder Vorhafen erstreckt sich über eine Küstenlänge von rd. 2000 m und umfaßt, bei einer mittleren Breite von 650 m, eine Wasserfläche von 130 ha. Er wird umschlossen von der 740 m langen Nordmole, der 675 m langen Südmole, einem nördlichen Wellenbrecher von 275 m Länge und einem südlichen unmittelbar an die Südmole anschließenden Wellenbrecher von rd. 700 m Länge. Zwischen diesen Außenwerken sind zwei Hafeneinfahrten von je 90 m und 170 m Breite vorgesehen. Die Südmole — anfänglich die vorerwähnte behelfsmäßige Anlegestelle für die polnischen Marinefahrzeuge — wird in ganzer Länge nach Norden durch Anschüttung zu einem Kai von 150 m Breite erweitert, der binnenwärts mit einer Kaimauer ausgestattet ist. Der Südwellenbrecher erhält gleichfalls binnenwärts eine Verbreiterung zwecks Ausbau von Verschiffungsstellen für Benzin, Petroleum u. dergl. Durch Vorbau eines Piers für den Passagier- und Auswandererverkehr und den Ausbau des westlichen Ufers längs der Strandlinie mit einer Kaimauer wird die Ausgestaltung der südlichen Hälfte des Vorhafens zu einem Außenbecken vervollständigt. — Die nördliche Hälfte wird im wesentlichen dem Marineverkehr vorbehalten bleiben. In Anlehnung an die Nordmole ist dort ein allseitig mit Molen umschlossenes Marinehafenbecken von rd. 300 × 300 m und einer Hafeneinfahrt von 90 m Breite angeordnet.

Der Binnenhafen weist nach dem Ausbauplan eine Entwicklungsmöglichkeit für elf Hafenbecken und entsprechende Hafenzungen von verschiedener Breite und Länge auf, von denen die südwestlich gerichteten Becken — deren Ausbau wohl zunächst in Frage kommt — unmittelbar von dem Güter- und Verschiebebahnhof, der längs der Hauptbahn geplant ist, Gleisanschlüsse erhalten. — Die Achse des Beckens I weicht nur um etwa 30° von der nach Osten weisenden Hauptrichtung der Hafeneinfahrt ab, auch der Hafenkanal des Beckensystems ist nur schwach gegen die Hafeneinfahrt geneigt. Ein 500 m weiter Drehkreis ist an der Abbiegung des Hafenkanals vorgesehen.

Von dieser Gesamtplanung kommt für den ersten Ausbau (Abb. 3) das Hafenbecken I zur Ausführung, mit 1200 m Länge, 250 m Breite und einer Flächengröße von rd. 45 ha (einschl. Einfahrtkanal und Drehkreiserweiterung). Die auszubauenden Kailängen betragen am südlichen Ufer 1400 m, am nördlichen 700 m, zusammen rd. 2100 m. Die 170 m breite Einfahrtrinne weist bis zur Einfahrt zum Binnenhafen 11 m Tiefe auf; für den Außenhafen, einschl. des Marinehafens ist 8 m Tiefe, für den Binnenhafen dagegen 10 m Tiefe vorgesehen.

Die Ausnutzung der Hafenanlagen des ersten Ausbauprogramms ist derart geplant, daß zunächst das Außenbecken im wesentlichen dem Massengüterverkehr dienen soll. Der 675 m lange Südmolenkai wird für die Aus- und Einfuhr und Lagerung von Kohlen, Erzen, Phosphaten u. dergl. Schüttgütern benutzt. In Verlängerung dieses Kais soll, wie bereits erwähnt, der verbreiterte Südwellenbrecher für den Umschlag von Benzin, Petroleum und Ölen hergerichtet werden. Die Tankanlagen hierfür sollen auf den Anhöhen südwestlich des Güterbahnhofs errichtet werden mit entsprechend langen Rohrleitungsverbindungen nach den Verschiffungsstellen. — Der längs der Strandlinie geplante Westkai ist der Holzausfuhr vorbehalten, während der das Handelsaußenbecken nördlich abschließende 100 m breite Pier den Personenverkehr aufnehmen soll. Eine 40 × 120 m große Kaihalle wird für diesen besonderen Zweck dort errichtet werden.

Das Binnenhafenbecken I wird dem gesamten Ein- und Ausfuhrverkehr von Stückgütern, sowie von Zucker, Getreide, Zement u. dergl. dienen, und entsprechend mit Lagerhallen, Kaischuppen, Kranen und Gleisen ausgestattet werden.

Die Länge der nach dem ersten Ausbauprogramm (Abb. 3) insgesamt auszuführenden Kaimauern beträgt rd. 5000 m; weiterhin können nach dem Gesamtausbauplan noch etwa 15 000 m Kai ausgebaut werden. Doch auch darüber hinaus bietet die Talebene nach Kielau zu noch genügend Raum für weitere Angliederung von Hafenbecken in nordwestlicher Richtung. Die Entwicklungsmöglichkeiten für die Hafenanlagen selbst sind also auf absehbare Zeit fast unbeschränkt. Dagegen ist die Breitenausdehnung für das Hafengelände und für die Entwicklung der in der Gründung begriffenen Hafenstadt durch die das Talgebiet beiderseits eng einschließenden und ziemlich schroff ansteigenden Höhenzüge begrenzt oder mindestens behindert, abgesehen von den Schwierigkeiten der Baugrundverhältnisse. Ganz besonders dürften hierin vielleicht Nachteile und Erschwernisse für die Entwicklung und die zweckmäßige Ausgestaltung von leistungsfähigen Hafenbahnen nach mancher Richtung vorliegen.

Im Zusammenhang mit dem Hafenausbauplan ist für die Gründung und den Ausbau der Hafenstadt Gdingen ein allgemeiner Bebauungsplan aufgestellt worden, der weiter unten erläutert werden wird (Abb. 6). In diesem Bebauungsplan ist unter anderem unmittelbar südlich des Handelshafengebietes die künftige Ansiedlung der Fischereibevölkerung vorgesehen, woran sich weiterhin südlich der Seebadeort Gdingen anschließt. Entsprechend dieser Aufteilung sollte nach den bisherigen Planungen unmittelbar südlich der Südmole, außerhalb des Handelshafens an der Küste

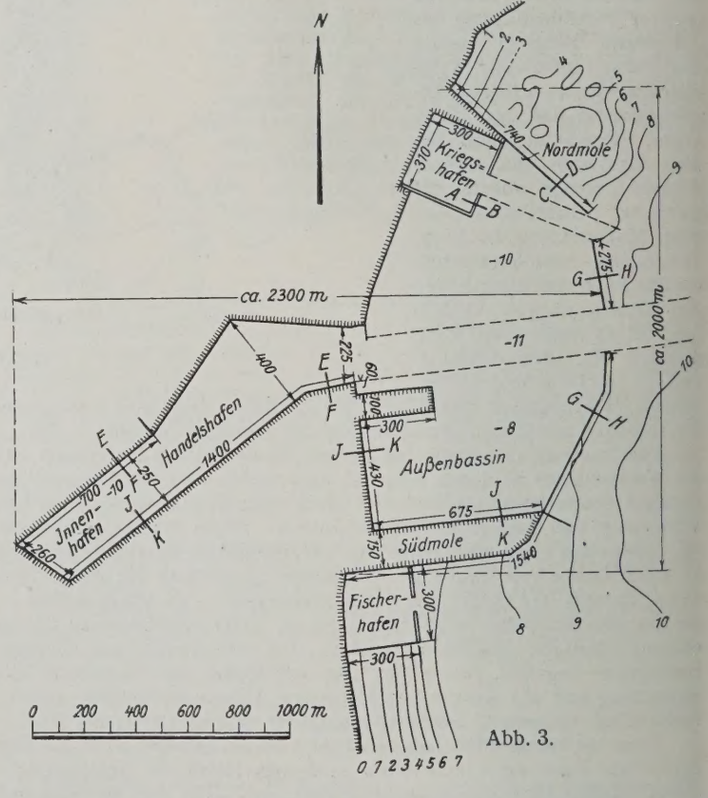


Abb. 3.

ein von Pfahlmolen geschützter Fischereihafen von 300 × 300 m hergestellt werden, und im Anschluß daran weiter südlich ein kleiner Außenhafen ähnlicher Bauweise und Ausmaße für die Küstennahschiffahrt, insbesondere für den Seebäderdienst, und als Sporthafen. Dem Vernehmen nach wird für diese Sonderanlagen neuerdings jedoch eine wesentliche Erweiterung geplant.

Die örtlichen Verhältnisse.

Ehe auf die technischen Einzelheiten der Bauausführung eingegangen wird, seien die von der Natur gegebenen Verhältnisse näher erläutert, die bei Gdingen, wie bereits erwähnt, für die Anlage eines Seehafens in mancher Hinsicht nicht ungünstig sind. — In gleichem Maße wie der Hafen von Danzig-Neufahrwasser weist der Hafen von Gdingen gegenüber anderen Ostseehäfen, besonders gegenüber den Nachbarhäfen Stettin und Königsberg, durch seine unmittelbare Lage an der offenen Danziger Bucht recht bedeutende Vorzüge auf. Die ganze Westhälfte der im Schutze der 30 km langen Halbinsel gelegenen Danziger Bucht bis zum Putziger Wiek bietet eine von Natur gegebene, ausgedehnte und leicht zugängliche Reede dar, die gegen die häufigsten und stärksten Winde aus dem westlichen und nördlichen Quadranten geschützt ist. Aber selbst bei Sturmwetter aus Nordost und Ost können die Schiffe in dem nordwestlichen Winkel der Bucht sicheren Schutz finden. Die Zufahrt zum Gdinger Hafen ist nur ungedeckt gegen Stürme aus ostnordöstlicher bis südöstlicher Richtung. Von dort sind die Stürme aber weniger häufig und infolge geringerer Wasserstreichlänge örtlich weniger gefahrdrohend. Aus der Darstellung der Windhäufigkeiten in Abb. 1 ist das Nähere ersichtlich.

Der Meeresboden der Bucht besteht zumeist aus Sand und Ton, bietet also guten Ankergrund. Auch die Wassertiefen, die in der Bucht teilweise bis 60 m betragen, sind längs der Küste von Gdingen recht günstig und, soweit bekannt, beständig. Bereits in 1000 m Abstand von der Küste ist eine Tiefe von 10 m anzutreffen. Die auf — 11,0 geplante Hafeneinfahrtrinne ist daher leicht herstellbar. Die Versandungsgefahr ist nach bisherigen Beobachtungen gering. Auch hierfür ist die Halbinsel Hela von besonderer Bedeutung, da durch sie der an der pommerschen und pommerellischen Küste östlich streichende Küstenstrom größtenteils von der westlichen Hälfte der Bucht abgelenkt wird. Es soll zwar ein Teil der Küstenströmung um den Kopf von Hela herum längs des Putziger Wieks abzweigen. Da jedoch die angrenzenden Küstenbezirke beiderseits von Gdingen lediglich Steilküsten ohne Vorstrand aufweisen, kann eine nennenswerte Versandung der Hafeneinfahrt weder durch die abgezweigte Küstenströmung noch durch Strandverfrachtung zufolge Windeinwirkungen auftreten. Aus der Tatsache, daß die benachbarten Steilküsten von Gdingen dauernd unter starken Angriffen liegen — was teilweise, wie vor Oxhöft, kostspielige Küstenschutzwerke erforderlich gemacht hat — ist vielmehr auf eine negative Strandverschiebung zu schließen. Für den Bestand der Außenhafenwerke dürfte dies immerhin zu beachten sein. — Die Hafeneinfahrt selbst wird im allgemeinen bequem zugänglich sein. Nur bei nordöstlichen Stürmen wird die Ansteuerung etwas behindert sein. Ob in strengen Wintern die Zufahrt zu Gdingen stets eisfrei sein wird, muß erst die Erfahrung lehren. Häufig wird bei lang anhaltenden östlichen Winden in der Westhälfte der Bucht viel Treib- und Packeis angestaut; die Offenhaltung des Hafens wird unter solchen Umständen also, wenn überhaupt noch möglich, nur mit erheblicher Eisbrecherarbeit bewältigt werden können.

Über die Bodengestaltung und Untergrundverhältnisse, soweit sie für die hafenbautechnischen Aufgaben von Bedeutung sind, ist folgendes zu erwähnen. Der Untergrund im Bereich des Außenhafens setzt sich bis 7,0 unter NN aus Sand und Kies zusammen, darunter liegt eine Torf-Lehmschicht von 1 bis 6 m Mächtigkeit, weiter tiefer folgt durchweg fester Sand. Landwärts erstreckt sich längs der Küstenlinie ein Sandgürtel (ehemalige Düne) von etwa 300 m Breite, und zwar mit fester Sandschicht von + 1,5 bis — 5,0 NN. Darunter folgt, wie im Seegrund, eine etwa 1,0 m starke Lehm-Torfschicht (durch Lehm verfestigter Torf), dann wieder fester Sand. — Hinter dem Küstengürtel dehnt sich nach Nordwesten zu das oben bereits erwähnte weite Torfmoorgebiet von etwa 600 ha aus, dessen Oberfläche von + 1 bis etwa + 3,0 NN ansteigt. Die Torfschicht steht durchschnittlich bis 5 m tief an. Unter der Torfdecke lagert fester Sand bis etwa — 5 NN, darunter — wie im Küstengürtel — eine Lehm-Torfschicht von 1 m, teilweise jedoch 5 bis 6 m Mächtigkeit; darunter findet sich wieder fester Sand mit Kieslagen. — Südlich des Torfgebiets und des eigentlichen Hafengeländes dehnt sich im Talboden eine breite sandige Ebene aus — das Ausbaugelände der künftigen Hafenstadt (bisherige Ortslage des Fischerdorfes Gdingen)! Weiter nach Süden und Südwesten folgen Höhen und Wälder. — Nach Norden ist das Moorgebiet durch Endmoränen abgeschlossen, die Ausläufer des bis Rewa sich ausdehnenden flachen Hochlandes sind. Im Südwesten der Gdingener Ebene sind die ziemlich unvermittelt steil ansteigenden Höhen, die ebenfalls aus Moränenlehm, Kiessand und Steinen zusammengesetzt sind, für die Bebauung schwer zugänglich.

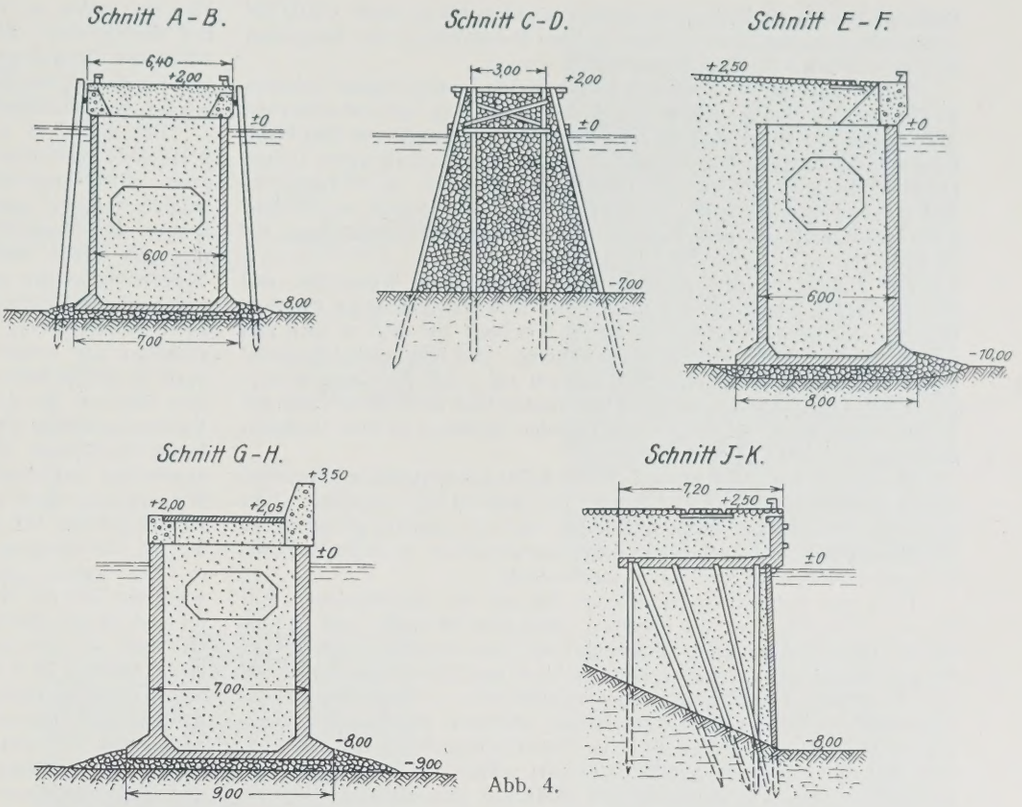


Abb. 4.

Im allgemeinen sind, abgesehen von dem Torfmoorlager, die Untergrundverhältnisse für die Gründung der Hafenbauwerke nicht so unbrauchbar, wie es erscheint, wenn man sich dazu entschließt — und die Kosten nicht scheut, — das Torfmoorlager im ganzen künftigen Hafengelände vollständig fortzuräumen und durch Sandaufschüttung zu ersetzen. Diesen Weg hat die polnische Hafenbaubehörde gewählt.

Bauwerke.

Die Ausbildung der Hafenbauwerke ist in Abb. 4 übersichtlich dargestellt. Bei den Molen- und Wellenbrechern kommen im wesentlichen zwei verschiedene Bauweisen zur Ausführung, und zwar reine Pfahlbauten mit Steinfüllungen und Senkkastenbauten.

Die von der polnischen Regierung 1921 bis 1923 im Eigenbetrieb hergestellte erste Hälfte der Südmole auf 550 m Länge und die später im Generalunternehmerbetrieb erbaute Nordmole bestehen aus vier Holzpfahlreihen, die gegenseitig verankert und mit Geröll ausgepackt sind. In der gleichen Bauweise sind bekanntlich leichtere Molen an der deutschen Ostseeküste mehrfach mit gutem Erfolg ausgeführt. Der Unterwasserbau derartiger Molen hat unbeschränkt lange Lebensdauer; über Wasser werden nach 20 bis 30 Jahren im allgemeinen Erneuerungen notwendig sein.

Für die Südmolenverlängerung und für die Wellenbrecher ist die neuzeitliche Bauweise der Senkkastengründung in Eisenbeton gewählt, mit Betonmauerkrone. Die etwa 7 m breiten Senkkasten werden auf eine abgeglichene Stein- und Kiesunterbettung von 1 m Stärke gesetzt; ebenso ist der Fuß beiderseits durch Steinschüttungen gesichert. Das erfahrungsgemäß alle 10 bis 20 Jahre einmal auftretende HHW liegt in der Bucht ungefähr auf + 1,70 bis 1,80 über MW (= etwa ± 0 NN). Demgemäß ist die Molenkrone auf + 2,00 NN gelegt, während die der Brandung zugekehrte Schutzmauer bis auf + 3,5 NN ansteigt. In der gleichen Eisenbetonsenkkasten-Bauweise sind auch die Binnenmolen des Marinehafenbassins ausgeführt. Sie sind beiderseits zum Anlegen von Schiffen mit Reibepfählen und Pollern ausgerüstet. — Entsprechend den zwischen 7 und 11 m vorkommenden Tiefen sind die Senkkasten verschieden bemessen.

Auch bei der Ausbildung der Kaimauern sind im wesentlichen zwei Bautypen zu unterscheiden, und zwar Winkelmauern mit Pfahlrostgründung und Betonstützmauern auf Senkkastenunterbau. Nach eingehenden Wirtschaftlichkeitsberechnungen und auf Grund der polnischen Baustoffpreise hat man ermittelt, daß in Gdingen bei Tiefen bis zu 8 m die Pfahlrostgründung die billigste Kaimauer ergibt, daß dagegen Kaimauern mit größerer Ufertiefe sich wirtschaftlicher in der Senkkastenbauweise herstellen lassen. Hierbei ist allerdings zu beachten, daß dem Bau der

Binnenkaimauern die Ausbaggerung der Torfschicht bis auf etwa — 5,00 NN vorausgeht, und daß diese Maßnahme den Sonderkosten der Baugruben für das Versetzen der Senkkasten zugute kommt.

Die 8 m tiefen Pfahlrostkaimauern kommen, soweit bisher bekannt, zur Anwendung bei den Kais des Außenhafens und des südwestlichen Abschlusses des Innenbeckens. Der Holzpfahlrost besteht aus fünf Pfahlreihen und vornliegender Spundwand. Die Winkelmauer, deren Grundplatte 7,5 m Breite hat, wird aus Eisenbeton hergestellt; sie ist verhältnismäßig leicht bemessen und ausgerüstet mit zwei Reihen wagerechter Reibehölzer und eisernen Pollern. Die Kaimaueroberkante liegt auf + 2,50 NN.

Die Kaimauern des Binnenbeckens haben 10 m Wassertiefe und kommen daher, wie oben erläutert, in der Senkkastenbauweise zur Ausführung. Die Senkkasten sind hier etwa 6 m breit und 10,5 m hoch und ruhen auf einer 80 cm starken Steinschüttung. Die aufgesetzte Ufermauer von 2 m Höhe, deren Oberkante wiederum auf + 2,50 NN liegt, wird in Beton hergestellt und ist ebenfalls mit wagerechten Reibehölzern und mit Pollern ausgerüstet. — Die Kaimauern wurden berechnet für eine Verkehrsbelastung von 3000 kg/m².

Die Molen des außerhalb des großen Außenhafens geplanten Fischereihafens werden als leichte Pfahlbauten mit Steinfüllung ausgeführt. Die Bauweise des südlich davon neuerdings noch in Aussicht genommenen Küstenschiffahrt- und Yachthafens wird voraussichtlich wohl ähnlich sein. Genaueres darüber ist noch nicht veröffentlicht.

Über die technischen Einzelheiten der auf den verschiedenen Kais für den Umschlag und die Lagerung geplanten Schuppen und mechanischen Einrichtungen kann Genaueres noch nicht berichtet werden. Der Massengüterkai erhält weitgespannte Kohlen- und Erzverladebrücken von 15 t Tragfähigkeit mit Laufkatzen-Greiferbetrieb. — Der Westkai des Außenbeckens, der für den Holzumschlag bestimmt ist, wird mit Gleisanschlüssen ausgestattet; öffentliche Umschlageinrichtungen sind dort jedoch nicht vorgesehen, sondern allenfalls schmale Ladestege senkrecht zum Kai. — Auf dem südlichen und nördlichen Handelskai des Binnenhafens werden durchweg Kaischuppen für den Umschlag und die kurzfristige Lagerung von Stückgütern errichtet werden, mit Kranen, Ufergleisen und landseitigen Rampengleisen. Inwieweit Speicher für langfristige Wagenlagerungen vorgesehen sind, ist aus den bisherigen Planungen nicht ersichtlich. Zunächst denkt man an die Errichtung eines Getreide-Silospeichers von 25000 t Fassungsvermögen am Südwest-Kai des Hafenbeckens. — Von privater Seite wird außerdem dort jetzt bereits eine Reismühle errichtet. — Im wesentlichen soll jedoch die Errichtung aller Anlagen für Güterumschlag und Lagerung möglichst der Betätigung privater Unternehmungen überlassen bleiben. So hat das polnische Handelsministerium nach Zeitungsnachrichten bereits mit dem polnisch-oberschlesischen Kohlenkonzern „Robur" ein Abkommen geschlossen, wonach diesem Konzern eine 585 m lange Kaistrecke am Massengutkai des Außenhafens Ende 1928 zur Verfügung gestellt werden soll, mit der Verpflichtung, dort großzügige Kohlen-Verschiffungsanlagen zu errichten und zu betreiben für eine Monatsleistung von etwa 200000 t. Es sollen Kipperkatzbrücken zur Anwendung kommen.

Arbeitsweisen.

Über den Bauvorgang bei den Molen- und Kaimauerbauten ist folgendes mitzuteilen. Die Ausführung der 740 m langen Nordmole geschah entsprechend den in den deutschen Ostseehäfen bekannten Bauweisen. Zuerst wurden die mittleren lotrechten Pfähle auf einem von Land aus freitragend vorgeschobenen Rammgerüst gerammt und darauf mit Auslegerrammen die beiderseitigen Schrägpfahlreihen geschlagen. Täglich wurden so etwa 5 m Molenlängen vorgestreckt. Die alsdann bei Zurücknahme des Rammgerüstes zwischen den Pfahlreihen verschütteten Steinmengen von 200 000 m³ sind aus dem reichlichen Vorrat von Findlingen der Landgebiete im Umkreise von 60 km Entfernung geworben und herangeschafft worden.

Die am 8 m tiefen Wasser des Außenbeckens zur Anwendung kommende Pfahlrostkaimauer weist fünf Reihen lotrechte und schräge Holzpfähle mit Schwellenlager und vordere Holzspundwand auf. Von diesen wurden zunächst zwei lotrechte Pfahlreihen mit Schwimmrammen im Schutze der bereits fertiggestellten Südmole geschlagen, sodann sind von dem auf diesen beiden Pfahlreihen vorgestreckten Rammgerüst aus die übrigen Pfahlreihen und die vordere Spundwand gerammt worden. Nach gegenseitiger Verankerung der Spundwand und Pfähle ist eine hintere kurze Hilfsbohlwand hergestellt und sodann der Raum des Pfahlrostes zwischen den beiden Wänden bis Unterkante Kaimauer (± 0 NN) mit Sand im Spülverfahren zugefüllt worden. Danach wurde der Raum hinter dem Pfahlrost bis ± 0 NN aufgespült. Auf der fest eingestampften und mit Steinschüttung abgeglichenen Sandfüllung des Pfahlrostes ist die 7,2 m breite Grundplatte der Winkelmauer und die Stirnmauer in Eisenbeton unmittelbar aufgebracht worden. Naturgemäß mußten hierbei günstige Wasserstände, nicht über MW, ausgenutzt werden. Die Herstellung des Betons geschah, wie auch bei allen übrigen Bauausführungen noch weiterhin, im Gußverfahren.

Den weitaus größten und hinsichtlich des Bauvorgangs beachtenswertesten Teil der Hafenbauwerke machen die Senkkastenbauweisen der übrigen Molen, Wellenbrecher und 10 m tiefen Kaimauern aus. Da es sich hier um gleichartige Gründungsarbeiten von rund 5000 m Gesamtlänge handelt, sind bei dem Herstellungsverfahren dieser Bauwerke, im Sinne der Schnelligkeit, Sparsamkeit und des zweckmäßigen Ineinandergreifens der Arbeiten, sorgfältige und eingehende Vorarbeiten und Versuche von der bauausführenden Firma vorgenommen worden. Hierbei stand die Herstellung an Land und das Verfahren des Zuwasserbringens und Aufgrundsetzens der Senkkasten im Vordergrunde. Die Kasten werden im Reihenverfahren nebeneinander in wagerechter Lage gegossen. Die Kastenwände sind allgemein in ganzer Höhe gleichmäßig stark bemessen. Dadurch wird zwar etwas größere Betonmenge, als theoretisch erforderlich, aufgewendet; der Mehraufwand wird jedoch ausgeglichen durch die Vereinfachung und Verbilligung der Gesamtausführung. Die Festigkeitsberechnung der Kasten geschah im übrigen in dreifacher Hinsicht, und zwar für die Beanspruchungen in der Herstellungslage, in der Schwimmlage und in der endgültigen Stellung am fertigen Bauwerk. Die Kasten sind, entsprechend den Fundamenthöhen der Molen und Kaimauern, etwa 10 bis 11 m hoch, 6 bis 7 m breit, etwa 18 m lang und durch Zwischenwände unterteilt. — Die zu der Betonierung der Kasten benutzten Holzformen bestehen im wesentlichen aus zwei wiederverwendbaren Teilen, und zwar den inneren Formkernen (für je eine Kastenkammer) und den Außenschalungen. Der Formkern besteht aus zwei durch Keile getrennten Hälften. Er ist, auf Rollen und Schienen laufend, verschiebbar und kann so leicht auf die Gußbühne gebracht werden. Auf die Wände des Kerns werden allseitig Betonklötze, deren Längen gleich der Stärke der Senkkastenwände sind, aufgebracht und die Bewehrungseisen herumgelegt. Darauf werden die Außenschalungen an die Betonklötze der Seitenwände und der Stirnwände angelegt, und dann beginnt der Betonguß. Nach der Erhärtung des Betons werden die Formkerne in den einzelnen Kammern durch Herausschlagen der erwähnten Keile von den Betonwandungen gelöst, herausgezogen und nach dem Montageplatz verfahren, wo sie gereinigt und zur Wiederverwendung bereit gehalten werden. Ein solcher Senkkasten von 18 m Länge erfordert etwa 250 m³ Eisenbeton.

(Schluß folgt.)

Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

I.

Der Beton hat neben anerkannten Vorzügen die unangenehme Eigenschaft, daß er nicht unbedingt raumbeständig ist. Er schwindet mit zunehmender Austrocknung und schwillt bei Durchfeuchtung. Das Schwinden und Schwellen ist in der Hauptsache auf die Raumänderung des Zementmörtels zurückzuführen. Es ist wahrscheinlich, daß auch die Zuschlagstoffe (z. B. bruchfeuchte Granit- und Sandsteine) beim Austrocknen in geringem Maße schwinden und bei Wasseraufnahme etwas schwellen, aber die Raumänderung der Zuschlagstoffe des Betons kann praktisch meist außer Betracht bleiben.

Die für die Baupraxis in erster Linie wichtigen Schwindvorgänge sind die, die mit dem Erhärten des Mörtels zusammenhängen. Nach dem Abbinden und während des Erhärtens an der Luft schrumpft jeder Betonkörper zusammen. Das Ausmaß des Schwindens und der zeitliche Ablauf des Schwindvorganges sind abhängig von der Art des Zements, von dem Mischungsverhältnis des Mörtels im Beton, von der Größe des Betonkörpers, von der Lufttemperatur, der Luftfeuchtigkeit, der Luftbewegung, der Sonnenbestrahlung und der Betonbehandlung während des Erhärtens. Das Austrocknen des Betons nach dem Ausschalen beginnt an der Oberfläche und dringt mehr oder weniger rasch bis zum Kern des Betonkörpers vor. Infolge der Schrumpfung des Betons beim Erhärten und Austrocknen entstehen an der Oberfläche Zugspannungen, während im feuchten Kern die Druckspannungen vorherrschen. Überschreiten die von der Schrumpfung herrührenden Zugspannungen die Zugfestigkeit des Betons, so treten an der Oberfläche die charakteristischen Schwindrisse auf. Mit fortschreitender Austrocknung nehmen die Risse an Zahl und Ausdehnung zu, sie dringen tiefer in den Betonkörper ein. Kann der Baukörper nicht ungehemmt schrumpfen, so führt der Schwindvorgang bei großen Körpern schließlich zu klaffenden Fugen, die den ursprünglich zusammenhängenden Körper (z. B. lange Stützmauern oder Wände) in einzelne Teile trennen. Wenn

Abb. 1.

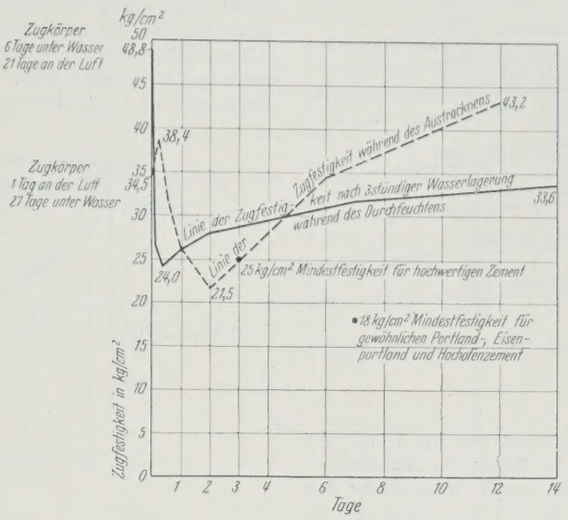


Abb. 4.

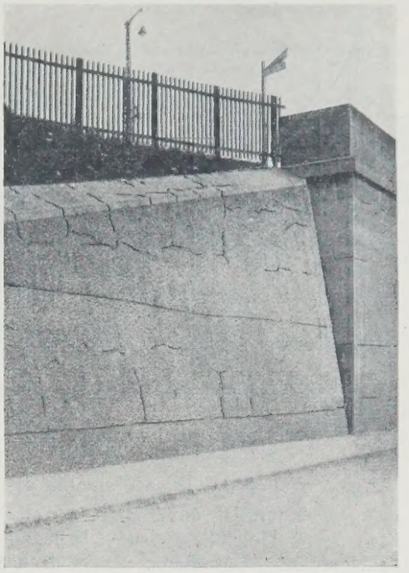


Abb. 1a.

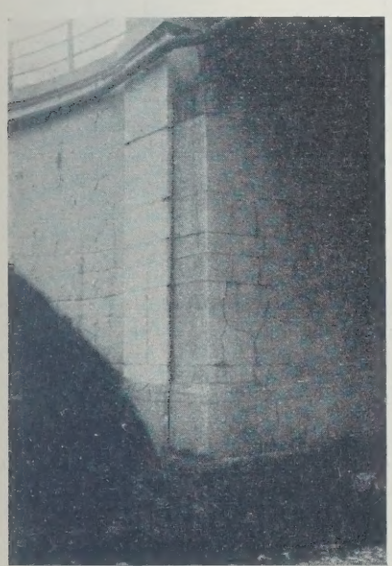


Abb. 2. Brückenwiderlager in Stampfbeton 1 : 10, mit Vorsatz 1 : 4.

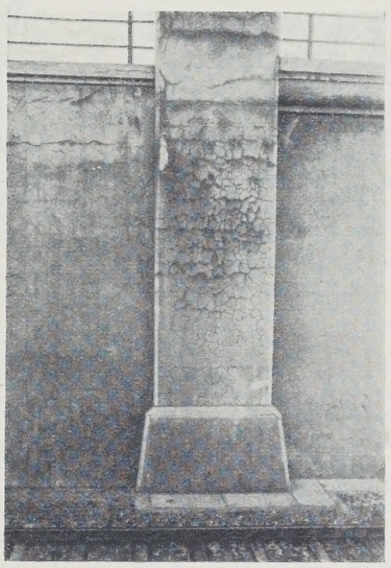


Abb. 3a. Stützmauer in Stampfbeton mit Verputz.

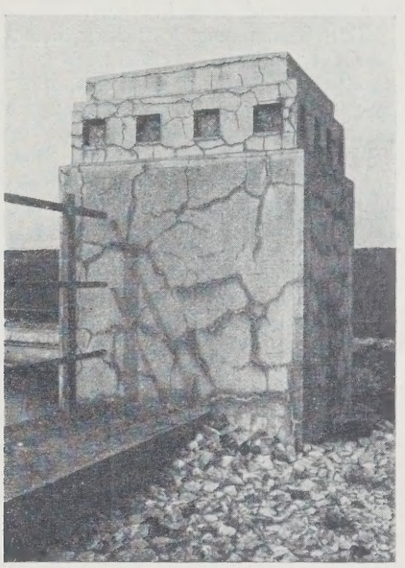


Abb. 3b.
Betonkörper mit Verputz.

dagegen der Betonkörper sich ungehemmt zusammenziehen kann oder nach dem Ausrüsten unter Druck kommt (z. B. bei Stützen, Gewölben), so schließen sich die feinen Schwindrisse z. T. wieder, so daß sie mit bloßem Auge kaum mehr zu erkennen sind.

Alle Beton- und Eisenbetonbauwerke zeigen feine Oberflächen- und Kantenrisse (sogen. Haarrisse), die auf Schwinderscheinungen zurückzuführen sind. Die Risse treten schon bald nach dem Ausschalen auf, sie sind stärker ausgeprägt an den Teilen, die der unmittelbaren Sonnenbestrahlung und dem Winde ausgesetzt sind, weniger stark auf den Schattenseiten oder an feuchten und windgeschützten Stellen. Die stärksten Risse zeigen sich dementsprechend an Brüstungen, an Abdeckschichten, an dünnen Wänden und an freistehenden Mauern. Vielfach kann man die Beobachtung machen, daß die durch den Arbeitsvorgang bedingten Betonierungsgrenzen sich mit der Zeit öffnen und durch Risse und Spalten ausprägen. Es gibt Bauwerke, bei denen sich die Fugen bis zu 2 mm geöffnet haben, wobei die Risse z. T. senkrecht, z. T. wagerecht, z. T. willkürlich in schiefer Richtung verlaufen. Man findet alte Betonkörper, die wie geschichtetes oder zerklüftetes Mauerwerk aussehen (Abb. 1 bis 3).

Die Auswirkung der durch das Schwinden des Betons auftretenden Zugkräfte und der Einfluß der Schwindspannungen läßt sich an Betonzugkörpern verfolgen, die während des Erhärtens unter Wasser bezw. trocken gelagert und kurz vor der Prüfung durchfeuchtet wurden. Die Ergebnisse derartiger Zugversuche von Graf sind in Abb. 4 aufgezeichnet. Aus dem durch den Linienverlauf gekennzeichneten Verhalten der Probekörper geht hervor, daß der 1 Tag an der Luft, 21 Tage unter Wasser gelagerte Betonkörper später zu schwinden beginnt als der 6 Tage unter Wasser und 21 Tage an der Luft erhärtete Betonkörper, daß die Zugfestigkeit des naß behandelten Körpers mit zunehmender Austrocknung größer wird als die des trocken gelagerten Körpers. Man erkennt hieraus, daß es zweckmäßig ist, Betonkörper während des Erhärtens feucht zu

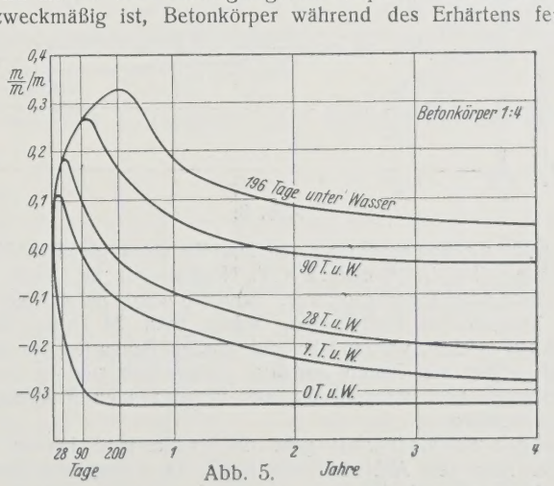


Abb. 5.

halten und vor dem raschen Austrocknen durch Sonnenbestrahlung und Wind zu schützen (vergl. Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton und aus Eisenbeton § 11, Ziff. 2: Bis zur genügenden Erhärtung des Betons sind die Bauteile gegen die Einwirkungen des Frostes und gegen vorzeitiges Austrocknen zu schützen).

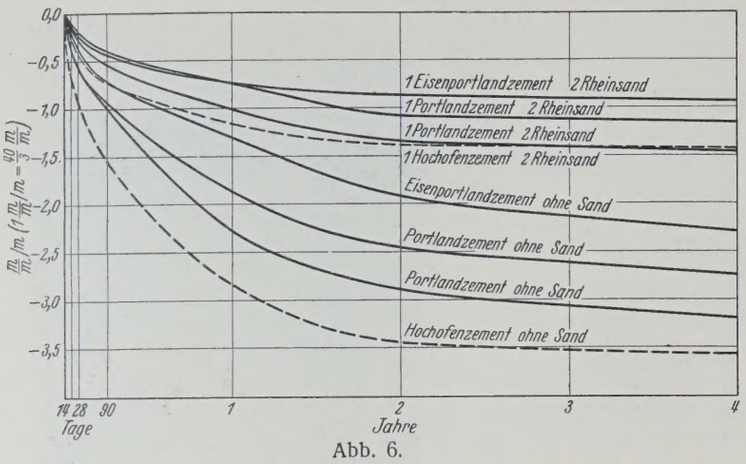


Abb. 6.

Der Einfluß der Benetzung des Betons während der Erhärtung auf das Schwinden ist aus Abb. 5 zu ersehen. Je länger ein Betonkörper nach seiner Herstellung feucht behandelt wurde, um so kleiner war das Schwindmaß. Der Beton ist beim späteren Eintritt der Austrocknung infolge der Zunahme der Festigkeit während der Wasserlagerung widerstandsfähiger gegen die beim Schwinden auftretenden Zugspannungen als unmittelbar nach dem Abbinden.

Zur Bestimmung des Schwindmaßes und der Dauer des Schwindens hat Graf, Stuttgart, das Verhalten von Betonprismen von 100 cm² Querschnittsfläche und 1 m Meßlänge, die aus verschiedenen Zementen und Zuschlagstoffen und in verschiedenen Mischungsverhältnissen hergestellt waren, beobachtet. Die Ergebnisse sind in Abb. 6 aufgezeichnet. Die vier unteren Kurven stellen die Schwindkurven von Probekörpern aus Hochofenzement, zwei Portlandzementsorten verschiedener Herkunft und aus Eisenportlandzement ohne Sand dar. Die vier oberen Kurven zeigen das Verhalten von Mörtelprismen aus 1 Raumteil derselben Zemente und 2 Raumteilen Normalsand innerhalb eines Zeitraums von vier Jahren.

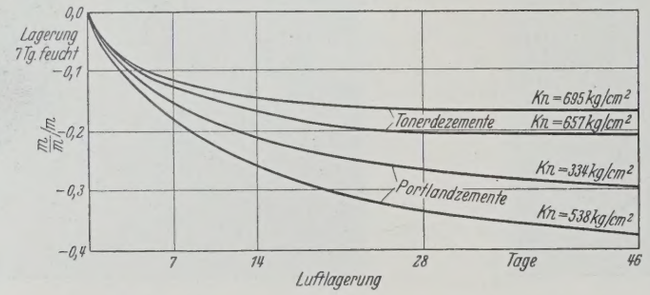


Abb. 7.

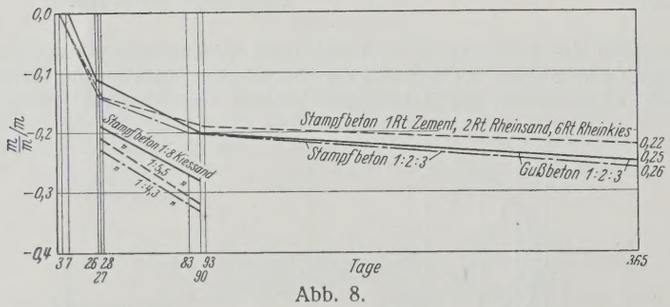


Abb. 8.

Abb. 7 zeigt die Raumänderung von Mörtelprismen gleichen Mischungsverhältnisses (1 R.-T. Zement : 2 R.-T. Normalsand) für zwei Portlandzemente und zwei Tonerdezemente. Hiernach wurde bei den aus Tonerdezement hergestellten Probekörpern schon nach 28 Tagen das größte Schwindmaß erreicht, während bei den übrigen Zementen das Schwinden erst nach Ablauf von Jahren aufhörte. Schließlich sind in Abb. 8 die Schwindkurven von Betonprismen aus verschiedenen Mischungsverhältnissen zu ersehen.

Aus den Schwindkurven geht übereinstimmend hervor, daß das Schwinden nach dem Abbinden erst rasch, dann langsamer fortschreitet, bis es schließlich nach Jahren ganz aufhört. Man erkennt ferner, daß Betonkörper weniger schwinden als Mörtelkörper, und diese wieder weniger als reine Zementkörper, wobei die Zementsorten sich bezüglich des Schwindens recht verschieden verhalten. Hieraus erklärt sich ohne weiteres, daß ein Beton aus fetter Mischung stärker und länger schwindet als ein Beton aus magerer Mischung.

Von Interesse ist der Einfluß der Menge des Anmachwassers bei der Betonbereitung auf das Schwinden. Versuche haben ergeben, daß ein Beton mit wenig Anmachwasser nach dem Abbinden zunächst mehr schwindet als ein solcher mit viel Anmachwasser, aber insgesamt ein höheres Schwindmaß erreicht (Abb. 9). Je mehr Anmachwasser zur Betonbereitung verwendet wird, um so größer ist unter sonst gleichen Bedingungen die Gesamtschrumpfung.

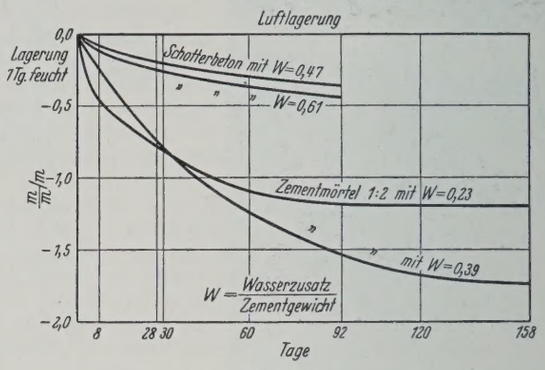


Abb. 9.

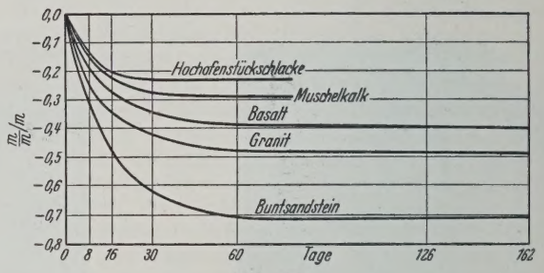


Abb. 10.

Es ist schon eingangs darauf hingewiesen worden, daß auch die Natursteine (z. B. Sandstein, Granit) nicht unbedingt raumbeständig sind. Der Einfluß der Zuschlagstoffe auf das Schwinden geht aus Abb. 10 hervor. Hochofenstückschlacke als Zuschlagstoff ergab das kleinste, Sandstein das größte Schwindmaß.

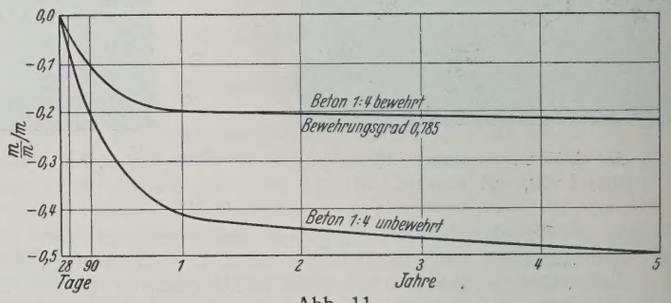


Abb. 11.

Wie verhalten sich durch Eiseneinlagen bewehrte Betonkörper? Ein solcher Körper kann nicht ungehemmt schrumpfen. Durch das Schwinden des die Eisen umgebenden Betons werden in den Eisen Druckspannungen hervorgerufen. Ein bewehrter Betonkörper kann sich deshalb nicht um dasselbe Maß zusammenziehen wie ein unbewehrter. Das zeigen auch die Versuche (Abb. 11). Der unbewehrte Betonkörper (Beton-Mischungsverhältnis 1:4) ist nach einem Jahr etwa doppelt so viel geschwunden, wie der mit Längseisen bewehrte Körper. Man darf daraus schließen, daß die Verkürzung mit dem Bewehrungsgrade abnimmt.

Aus den angeführten Versuchen und den in den Abb. 4 bis 11 dargestellten Beobachtungsergebnissen können für die Baupraxis folgende Schlüsse gezogen werden:

1. Alle Zemente neigen mehr oder weniger zum Schwinden. Es gibt heute noch keinen Zement, der während des Erhärtens beim Austrocknen nicht schwindet.
2. In der Baupraxis gilt es, die ungünstigen Einflüsse und Folgen des Schwindens durch geeignete Maßnahmen möglichst unschädlich zu machen.
3. Um das Schwindmaß eines Betons niedrig zu halten, ist es angezeigt, der Betonmischung nur so viel Zement zuzugeben, als zur Erreichung der erforderlichen Festigkeit und zur Erzielung der gewünschten Dichte notwendig ist.

4. Da die verlangte Festigkeit eines Betons bei Verwendung von hochwertigem Zement mit einem geringeren Zementzusatz erreicht werden kann als bei gewöhnlichem Portlandzement (Abb. 12), so verdient in Hinsicht auf das Schwinden hochwertiger Zement den Vorzug.
5. Vorteilhaft ist die Verwendung von Zuschlagstoffen mit geringen Schwindmaßen.
6. Durch Eiseneinlagen kann die Gefahr der Schwindrißbildung bis zu einem gewissen Grade herabgemindert werden.
7. Jeder Betonbauteil sollte nach dem Abbinden möglichst lange mit Wasser behandelt werden.

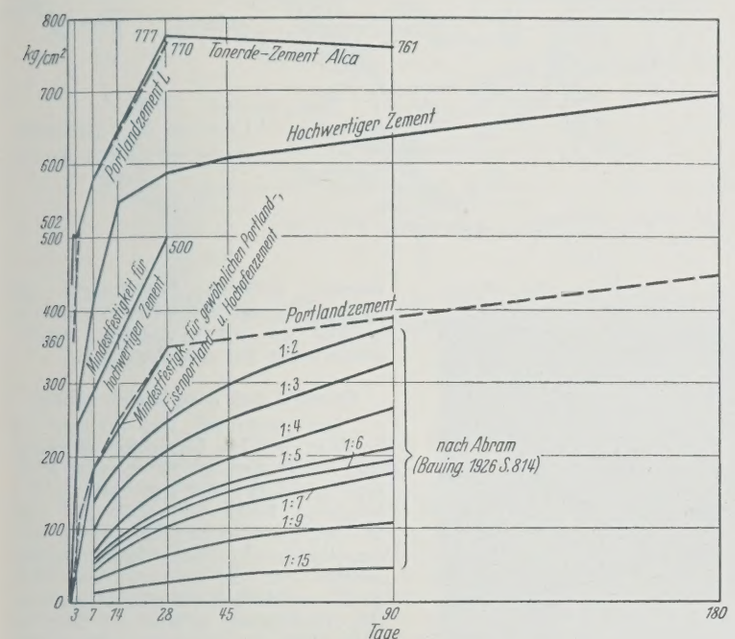


Abb. 12.

Als einfachstes Mittel, um die schädlichen Auswirkungen des Schwindens zu mildern, kommt für die Baupraxis die Anordnung von Dehnungs- und Schwindfugen in Betracht. Man zerlegt lange Betonkörper, z. B. Mauern, Wände, Brüstungen in einzelne Abschnitte. Hinterfüllte Stütz- und Futtermauern werden alle 10 bis 20 m mit durchgehenden Fugen versehen, bei freistehenden Mauern sind Teilabschnitte von 5 bis 10 m erwünscht, bei Brüstungen und Abdeckschichten ist man mit der Fugenteilung je nach den örtlichen Verhältnissen bis auf 2 m heruntergegangen.

Auch bei langen Eisenbetonbauwerken ist eine Unterteilung durch Fugen notwendig. Eisenbetonhochbauten von großer Längenausdehnung werden zweckmäßig durch Trennungsfugen in Teilabschnitte bis zu 40 m Länge zerlegt. Bei Brücken mit auf Säulen gestellter Fahrbahnkonstruktion, die der Witterung und der Sonnenbestrahlung mehr ausgesetzt sind, empfiehlt sich die Anordnung von Trennungsfugen in kürzeren Abständen. Der Einfluß des Schwindens auf ein solches Tragwerk ist beispielsweise in Abb. 13 dargestellt, wobei das Schwindmaß entsprechend den Versuchsergebnissen mit $\frac{25}{10^5}$ in Rechnung zu stellen ist. Die Verformung durch Schwinden ist in Abb. 13a schematisch wiedergegeben. Bauwerke mit hohen elastischen, mit den Trägern biegungsfest verbundenen Stützen verhalten sich günstiger als Bauwerke mit niederen und starken Stützen. Dementsprechend sind bei letzteren die Trennungsfugen in kurzen Abständen anzuordnen. Man kann bis zu einem gewissen Grade den Einfluß des Schwindens durch einen geeigneten Betonierungsvorgang herab-

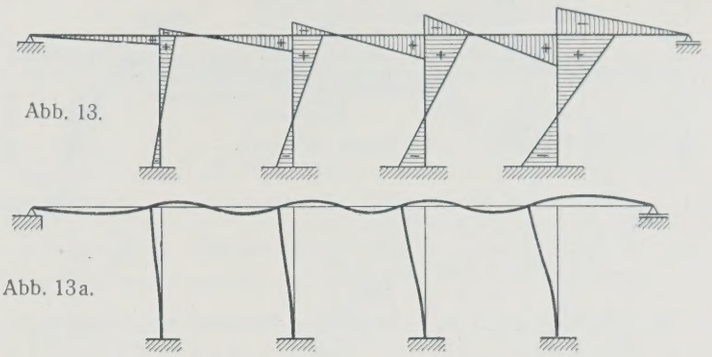


Abb. 13.

Abb. 13a.

setzen, indem man die Träger nicht in einem Stück durchlaufend, sondern mit längeren Unterbrechungen betoniert, wie das in Abb. 14 angedeutet ist. Sind die durchlaufenden Hauptträger längsbeweglich gelagert, so kann man mit den Trennungsfugenabständen unbedenklich über 40 m hinausgehen. In dieser Weise sind schon Träger von 60 m Gesamtlänge und mehr ohne Anstand ausgeführt worden. Die zulässige Länge der Teilabschnitte ist dabei von der Art und Ausbildung der Lager abhängig. Die primitiven Gleitflächenlager gestatten wegen der hohen Reibungskräfte nur eine Länge bis höchstens 20 m. Bei größeren Abständen der Trennungsfugen bis 35 m sind eiserne Tangentialkipplager, bei noch größeren Abständen eiserne Rollenlager erwünscht. Statt der von dem Eisenbau übernommenen eisernen Lagerkonstruktionen hat man im Eisenbetonbau neuerdings hohe Eisenbetonstelzenlager ausgeführt, die sich gut bewährt haben und die den Längsbewegungen weniger Reibungswiderstand entgegensetzen.

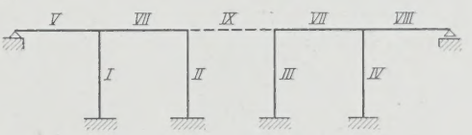


Abb. 14.

Bei hohen Bauwerken kann die Schrumpfung in senkrechter Richtung sich im allgemeinen ungehindert vollziehen, wenn die Stützung gleichartig ist. Wenn dagegen bei Hochhäusern die Außenwände aus Haustein oder Ziegelmauerwerk und die Innenstützen aus Eisenbeton hergestellt werden, so kann das ungleichmäßige Schrumpfen sich nachteilig auswirken. Durchlaufende Träger und Decken, die einesteils auf Mauerwerk andernteils auf Beton- oder Eisenbetonstützen aufliegen, erfahren durch die ungleichmäßigen Stützensenkungen Zusatzspannungen, die zu Rissebildungen führen können. Um solche Auswirkungen des Schwindens zu verhindern, dürfte es sich deshalb empfehlen, das Traggerippe eines Hochbaues einheitlich aus einem Baustoff herzustellen. (Fortsetzung folgt.)

Das Ausgleichbecken von Les Marécottes des Kraftwerkes Vernayaz der Schweizerischen Bundesbahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr. sc. techn. **E. Wiesmann,** Zürich.

Einleitung.

Es seien zunächst einige Angaben über das Kraftwerk, zu dem das Ausgleichbecken gehört, sowie über das damit verbundene Speicherkraftwerk La Barberine gemacht. Ihre Verbindung ermöglicht nach vollständigem Ausbau die Lieferung einer konstanten Energie von 42 000 PS ab Turbinenwelle, unter Ausnutzung eines Bruttogefälles von 1432,50 m auf einer wagerechten Längenentwicklung von 14,5 km, wovon rd. 760 m Höhenunterschied auf die obere Stufe von La Barberine und ungefähr 670 m auf die untere Stufe Vernayaz entfallen (Abb. 1).

Das Speicherbecken Barberine[1]) mit einem nutzbaren Stauinhalt von 37,5 Mill. m³ Wasser wird durch eine Schwergewichtstaumauer mit 264 m Kronenlänge, die sich ungefähr 80 m über die tiefste Fundamentsohle erhebt, gebildet. Der als Druckstollen ausgebildete Zulaufstollen ist 2130 m lang. Die daran anschließende Druckleitung zwischen den Koten 1822 und 1127 m leitet das Druckwasser nach der Zentrale Le Châtelard. Diese enthält vier Maschinengruppen, die, zusammen an der Turbinenachse gemessen, 60 000 PS abzugeben imstande sind, bei einem Wasserverbrauch von 1,5 m³/Sek. und einem mittleren Nutzgefälle von 714 m.

Das Abwasser wird in den Stollen der unteren Stufe geleitet. Außerdem hat das Kraftwerk Vernayaz seine eigenen Zuflüsse, nämlich Eau Noire (Längenprofil Abb. 1), le Trièges und endlich le Trient, dessen Wasserfassung gegenwärtig im Bau ist, sowie andere Gebirgsbäche, die in der Zentrale Vernayaz zur Wirkung kommen.

Dieser Zuleitungsstollen bis zum Übergang in die Druckleitung ist 9,5 m lang; er ist auf 6,2 km bis zum Ausgleichbecken, bei km 7,8 (Nullpunkt bei der Wasserfassung der Eau Noire) als Freilaufstollen mit hufeisenförmigem Profil ausgebildet; unterhalb des Ausgleichbeckens folgt der Druckstollen mit Kreisprofil und daran anschließend die untere Druckleitung und die Zentrale Vernayaz. Der Plan, Abb. 2, zeigt die gegenseitige Lage der einzelnen Teile der Anlage als: Speicherbecken, Zuleitung des Nant de Drance in dieses, Staumauer, oberer Zuleitungsstollen, Druckleitung, Zentrale Le Châtelard, Wasserfassung der Eau Noire, Zuleitung aus dem Trient, unterer Zuleitungsstollen mit Wasserfassung des Trièges, Überlauf und Ausgleichbecken, Wasserschloß, Druckleitung, Zentrale Vernayaz und Unterwasserkanal bis zur Rhône.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 13, S. 134.

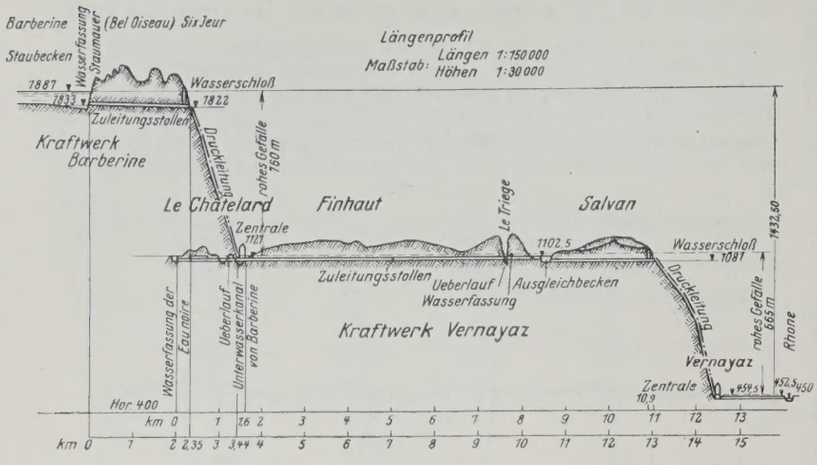


Abb. 1.
Übersichtslängenprofil der beiden Stufen Barberine und Vernayaz.

Abb. 2.
Lageplan der Kraftwerke Barberine und Vernayaz.

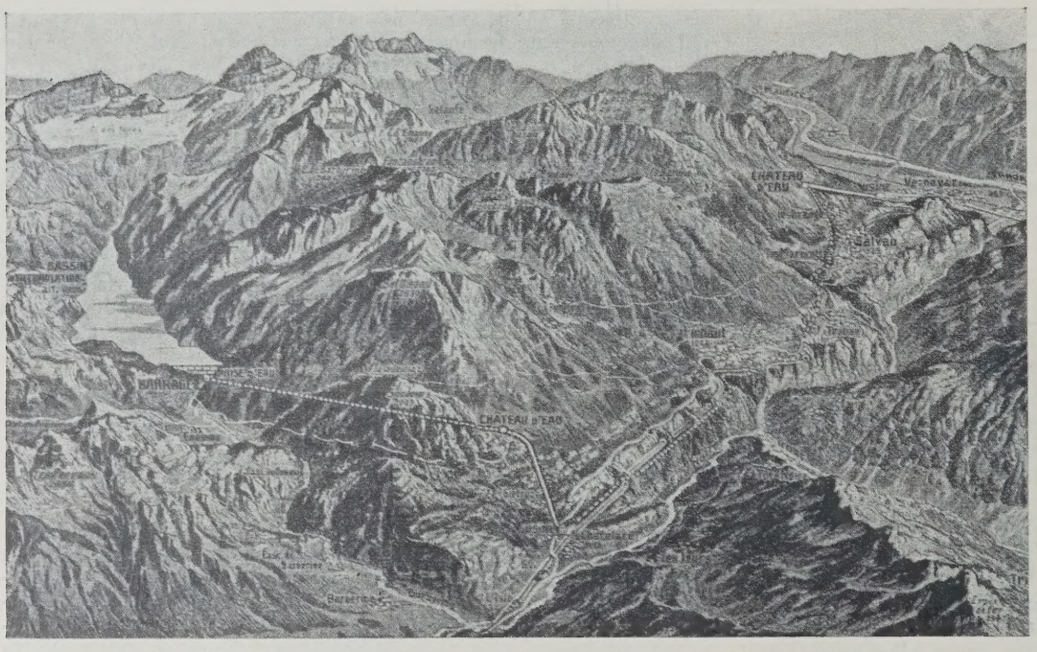


Abb. 3. Reliefbild der Täler der Barberine, der Eau Noire, des Trient und der Rhône.

Beinahe alle genannten Teile sind zu erkennen in der Reliefkarte, Abb. 3, der Täler Barberine, Eau Noire, Trient und Rhône [2]), außerdem

[2]) Aus Broschüre Edition Labor, Genf. Les Grands Chantiers de Barberine.

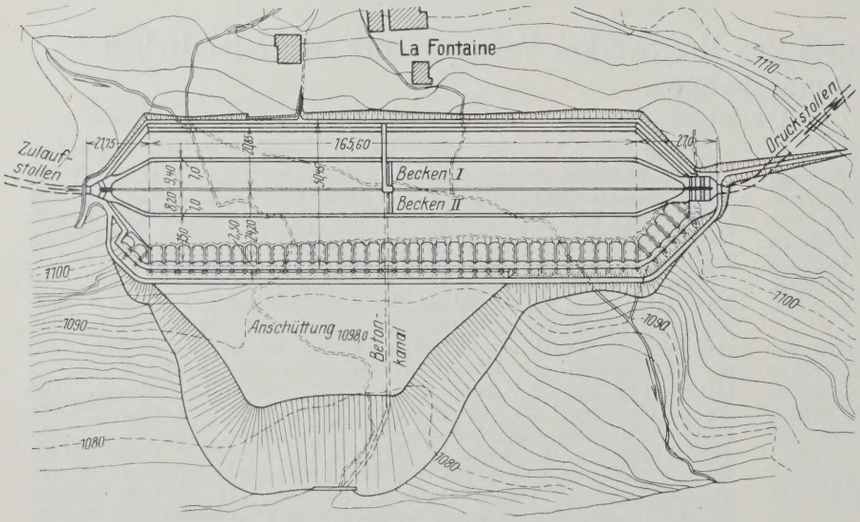


Abb. 4. Lageplan des Ausgleichbeckens.

kommen darin die Beziehungen zur Alpenwelt und die beim Bau dieses Werkes zu überwindenden Höhenunterschiede gut zum Ausdruck.

Entwurf des Ausgleichbeckens.

Das unterhalb des Weilers La Fontaine bei Les Marécottes gelegene Ausgleichbecken ist 200 m lang, 50 m breit und 6,25 m tief und besitzt einen nutzbaren Inhalt von 47 000 m³. Es ist fast ganz in den felsigen Grund eingelassen. Für seine Unterbringung mußten rd. 23 000 m³ Fels und 16 000 m³ Moräne ausgehoben werden. Die Achsrichtung verläuft von Südwest nach Nordost. Nur die talseitige, südöstliche Begrenzung tritt aus dem Boden heraus (Abb. 4). Sie wird durch eine Reihe von 36 schief aufragenden Gewölben aus Eisenbeton, ähnlich einer Vielfachbogenstaumauer von 6 m Höhe gebildet, die parallel zur Bauachse verläuft; dazu kommen noch eine geringe Anzahl schiefgestellter Bogen als Abschluß beim Einlauf und Auslauf. Der Gewölbehalbmesser mißt 3 m und der Pfeilerabstand 4,60 m. Die Wandstärke beträgt 0,12 m und die Pfeilerstärke 0,25 m (Abb. 7).

Das Ausgleichbecken dient zur Deckung der großen Spitzenleistungen und ist derart berechnet, daß bei stärkerer Stromabgabe aus diesem Vorrat den Turbinen über den normalen Zufluß Wasser zugeführt werden kann. Der Berechnung des Staubeckeninhaltes wurde für die Zentrale Vernayaz eine mittlere Belastung von 40 000 PS zugrunde gelegt, die zur Spitzendeckung für kurze Zeit bis auf 90 000 PS erhöht werden kann. Aus dieser Annahme ging der obengenannte Inhalt von 47 000 m³ hervor. Der Spitzendeckung entspricht zeitweilig ein Höchstwert der Liefermenge von 14 m³/Sek. im Stollen unterhalb des Ausgleichbeckens.

Der Untergrund des Beckens gehört der Karbonformation an und besteht aus grobgeschichtetem Kalkschiefer mit stark aufgerichteter Lagerung. Dieses Gestein konnte zur Betonierung nicht benutzt werden, hingegen fand sich genügend Material in der darauf lagernden Moräne.

Bei gefülltem Becken (Stauziel 1103,35 m) tritt das Wasser unter einem Druck von 1,48 m über dem Stollenscheitel in die Vorkammer ein, die sich im Grundriß trichterförmig erweitert und hierauf in zwei Arme teilt, die den Einlauf zu den zwei getrennten Hälften des Staubeckens bilden (Abb. 5) und durch Schütze einzeln geschlossen werden können. Abb. 6 stellt einen Längsschnitt durch den Einlauf und den rechten Arm dar; daraus sind alle Verhältnisse ersichtlich.

Die Trennung des Beckens in zwei Abteile wird durch eine Scheidewand aus Eisenbeton bewirkt, deren Oberkante sich 2,50 m über die tiefste Absenkung erhebt. Sie liegt demnach 3,75 m unter dem Wasserspiegel des gefüllten Beckens. Diese Teilung erlaubt, das eine oder andere Abteil während des Betriebes vom abgelagerten Schlamm zu reinigen.

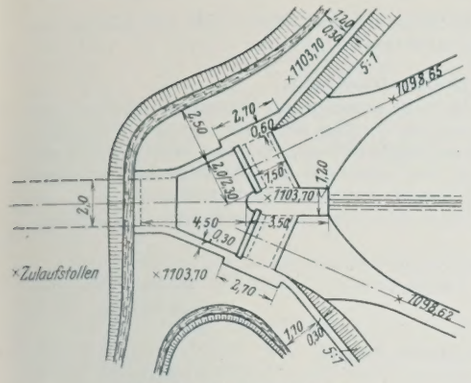


Abb. 5. Beckeneinlauf.

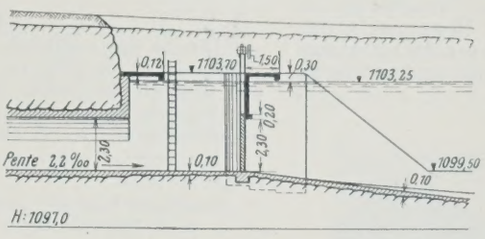


Abb. 6.
Schnitt durch den Einlauf, rechts.

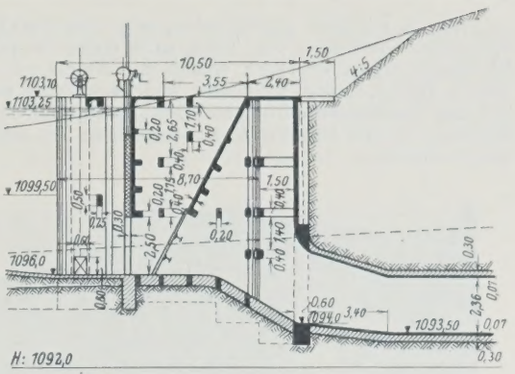


Abb. 8. Längenschnitt des Auslaufes.

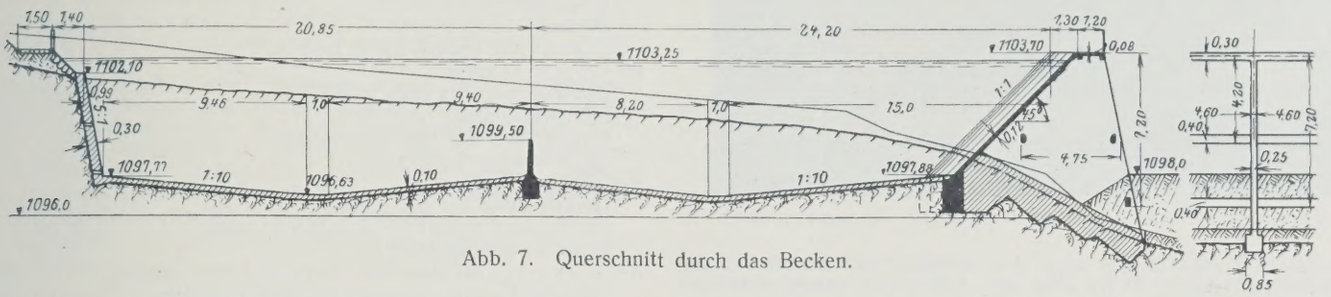


Abb. 7. Querschnitt durch das Becken.

Das Querprofil (Abb. 7) gibt eine Vorstellung vom Aufbau des Beckens. Die bergseitige Felsböschung 1 : 5 des Aushubes ist mit einer 0,30 m starken Betonverkleidung geschützt. An der Oberkante verläuft ein Weg von 1,50 m Breite. Der felsige Boden erhielt eine 10 cm starke Betonsohle mit doppelter, zehnprozentiger Querneigung in der Weise, daß durch die Mitte der beiden Abteile eine Rinne von 1 m Breite entstand. In der Sohlenverkleidung wurden in Abständen von 11 m Dehnungsfugen offengelassen. Der wasserdichte felsige Untergrund erlaubte die Offenhaltung der Fugen; dadurch wird erreicht, daß beim Entleeren des Beckens unter der Sohle kein nachteiliger Auftrieb entsteht. In der Profilmitte erhebt sich die vorhin besprochene Trennungswand. Die rechte Seite zeigt ein im Auflager geschnittenes Gewölbe der talseitigen Wand. Die in 4,60 m Abstand angeordneten Widerlager aus Eisenbeton sind 0,25 m stark und besitzen normalerweise ein 0,85 m starkes, im Fels verzahntes Fundament. Die Breite und sonstige Ausbildung der Fundamente richtet sich nach der Tiefe des Felsvorkommens unter dem Bergschutt. Die Widerlagerkronen sind durch eine 8 cm starke, als Gehweg dienende Platte verbunden. Zwischen den Widerlagern sind zur Absteifung zwei bis drei 40 × 20 cm starke Spannriegel aus Eisenbeton eingezogen.

Am unteren Ende des Beckens laufen die Seitenwände wieder trichterförmig zusammen und führen zu dem zweiteiligen Auslauf (Abb. 4). Jedes Beckenabteil hat demnach einen besonderen Auslauf von 2,50 m l. W. mit Dammbalken und weiter unten mit Schützen und schräg aufstehendem Feinrechen (Abb. 8). Hierauf vereinigen sich beide, um durch ein geneigtes konisches Übergangsstück in den kreisrunden Druckstollen einzutreten, an dessen Sohle hier bei gefülltem Becken ein statischer Druck von 10 m Ws. herrscht.

In der Beckenmitte verläuft quer ein Grundablaß, dessen beide Schütze so angeordnet sind, und abwechselnd geöffnet oder geschlossen werden können, daß jedes Abteil einzeln vom abgesetzten Schlamm gereinigt werden kann.

Die Bauausführung.

Baubeginn im Januar 1925. Die ersten Arbeiten betrafen die Baustelleneinrichtungen, das Legen der Dienstgleise und das Abtragen der Moräne; das brauchbare Material wurde für die Betonierung ausgeschieden und der Rest, etwa 10 000 m³, nach der Anschüttung verbracht. Der darunterliegende Fels wurde in Bohrhammerbetrieb und mit Sicherheitsprengstoff gelöst. Zum Abtransport des Materials diente eine 24-PS-Benzinlokomotive.

An Baugeräten und -maschinen waren vorhanden: zwei Kompressoren Ingersoll für je 12 m³/Min. angesaugte Luft, ein Umformer von 40 kVA und ein zweiter von 107 kVA zur Umwandlung des Primärstromes von 16 000 V auf 380 V. Ferner waren zwei leistungsfähige Steinbrecher in Tätigkeit.

Das erste Baujahr war hauptsächlich dem Erd- und Felsaushub sowie der Aufbereitung des Betonmaterials gewidmet. Mit dem Freiwerden der Beckensohle wurden dort Sand- und Schottervorräte aufgespeichert.

Im Frühjahr 1926 wurde mit der Betonierung der bergseitigen Betonverkleidung begonnen. Gleichzeitig wurden die Widerlager und schiefen Gewölbe der talseitigen Begrenzung in Angriff genommen. Die Widerlager wurden zuerst auf halbe Höhe gebracht und in einem zweiten Angriff bis zur Mauerkrone betoniert.

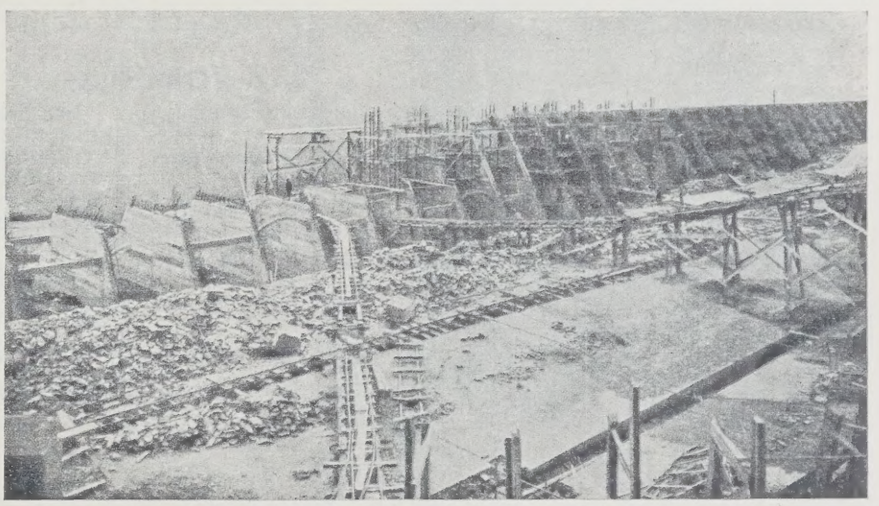


Abb. 9. Bauplatzeinrichtung.

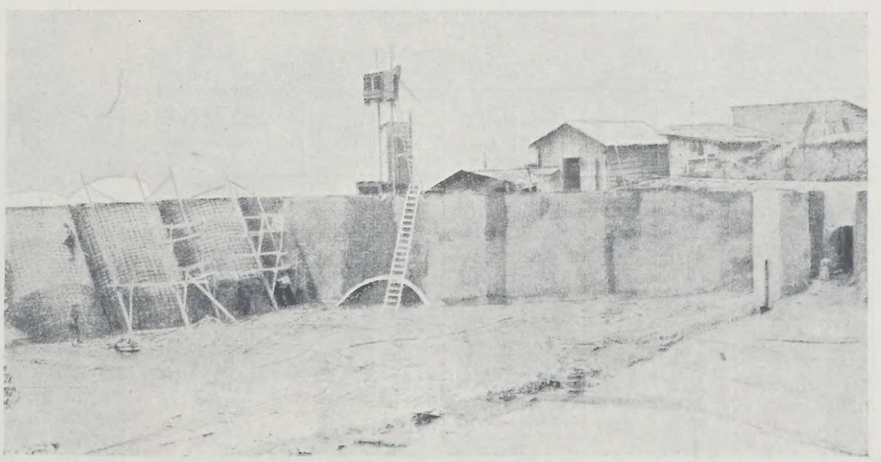


Abb. 10. Rechtseitige Ecke am Einlauf.

Abb. 9, mit Blick gegen Süden, zeigt eine Ansicht der Baustelle. Die Widerlager erscheinen von links nach rechts in verschiedenen Stadien: Widerlager in halber Höhe, solche mit Eisenlagen und Verschalung der oberen Hälfte, fertig betonierte Widerlager und im Hintergrunde drei hölzerne Gewölbeeinschalungen. Der Vordergrund wird von der betonierten Beckensohle mit Aussparung zur Aufnahme der Scheidewandfundamente eingenommen.

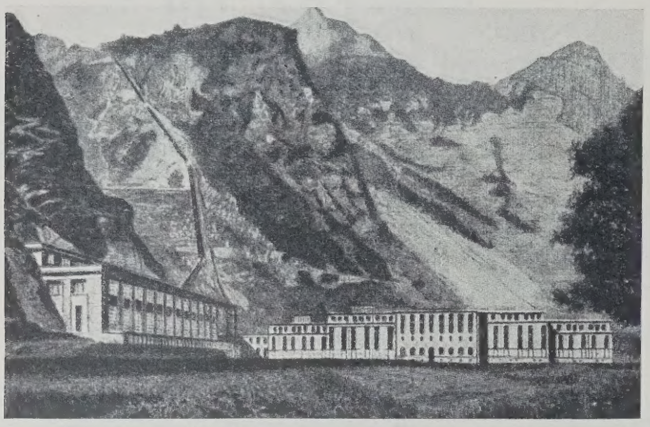


Abb. 11. Gesamtansicht der Zentrale Vernayaz.

Der Betonierungsvorgang sowie die Verteilung der Eisenbewehrung ist aus Abb. 10 ersichtlich; sie zeigt eine Ansicht der rechtseitigen Ecke des Einlaufes. Die Umfassungsmauern der trichterförmigen Erweiterung wurden auf der Wasserseite mit der Zementkanone aufgeführt. In gleicher Weise wurden die bewehrten Gewölbe behandelt. Drei der Gewölbe sind auf der Rückseite verschalt und mit Eisen bewehrt, bereit zur Aufnahme der Torkretierung. Die dunklen Streifen auf der betonierten Wand sind Wasserflecken, die später wieder verschwinden.

Das Ausgleichbecken wurde im Dezember 1926 vollendet. Die erste Füllung fand am 16. Dezember statt. Von da ab bis zum 1. März 1927 wurde ein versuchsweiser Betrieb des Wasserwerkes Vernayaz unterhalten, dem dann die regelmäßige Betriebsaufnahme folgte. Das Ausgleichbecken hat sich als vollständig dicht erwiesen.

Schlußbetrachtung.

Die im März 1927 in Betrieb genommene Zentrale Vernayaz mit Umgebung ist in Abb. 11 dargestellt. Sie zeigt am Hange die Seilbahn und daneben die beiden Druckleitungstränge, die von rechts her in das hochliegende Rohrverteilungshaus, unter das der Maschinensaal angebaut ist, münden, und rechts das Transformatoren- und Schalthaus.

Nachstehend einige Angaben über die elektromechanische Ausrüstung:

Allgemeines:	
Installierte Leistung der Zentrale	
beim gegenwärtigen Ausbau	96 500 PS
beim Vollausbau	115 000 PS
Turbinen:	
Anzahl der Turbinen (Freistrahlturbinen)	5
Leistung an der Turbinenwelle	19 300 PS
Mittleres Nutzgefälle	630 m
Wassermenge bei Vollast	2 700 l/Sek.
Drehzahl	333 1/3 i. d. Min.
Gewicht der vollständigen Turbine	59,5 t
Bahngeneratoren:	
Dauerleistung bei $\cos\varphi = 0{,}75$	11 000 kVA
Betriebspannung	15 000 V
Periodenzahl des Einphasenstromes	16 2/3 i. d. Sek.
Gewicht eines Generators	239 t
Transformatoren:	
Dauerleistung bei $\cos\varphi = 0{,}75$	2×9000 kVA
Übersetzungsverhältnis 15 000/66 000 und	132 000 V
Gewicht, einschließlich Öl	124 t
Anlagekosten der elektromechanischen Einrichtungen	6,5 Mill. Fr.
Jährliche Energieerzeugung ab Werk ungefähr	170 Mill. kWh
Gestehungspreis je kWh	1,55 Cts.
und für die Kraftwerke Barberine und Vernayaz als Ganzes bei Erzeugung von 230 Mill. kWh	2,5 Cts.

Das von den Schweizerischen Bundesbahnen zuletzt erstellte Kraftwerk Vernayaz in der Rhôneebene ist das vierte und zugleich das größte Kraftwerk. Mit Rücksicht auf verschiedene neuartige Einrichtungen gilt es als eine der bedeutendsten Anlagen dieser Art in Europa, die auch die stärkste Beachtung der in- und ausländischen Fachwelt gefunden hat.

Vermischtes.

Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1928. Die Gesamtbesucherzahl war:

	a) Studierende	b) Fachhörer	c) Gasthörer	Insgesamt [1])	Davon: Deutsche	Ausländer	Ausländer deutsch. Abkunft
Aachen	947	38	504	1489 (1892)	1409	80	—
Berlin	4625	154	419	5198 (5344)	—	—	—
Braunschweig	952	72	38	1062 (1140)	983	79	—
Breslau	834	39	19	892 (958)	—	—	—
Danzig	1525	29	100	1654 (1723)	—	—	—
Darmstadt	2323	33	195	2551 (2651)	2369	131	51
Dresden	2705	121	211	3037 (2953)	2481	204	141 [2])
Hannover	1772	55	70	1897 (2252)	1819	78	—
Karlsruhe	1169	41	122	1332 (1397)	1207	83	42
München	3976	37	135	4148 (4365)	3783	155	210
Stuttgart	1616	52	—	1668 (2403)	1578	46	44

[1]) Die eingeklammerten Zahlen bedeuten die Besucherzahl im Winterhalbjahr 1927/28. — [2]) Nur Studierende und Fachhörer.

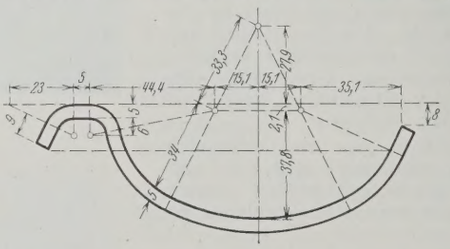
Von den Studierenden (a) gehörten an der Abteilung für

	Ingenieurbauwesen	Architektur	Maschinenbau	Elektrotechnik	Chemie	Hüttenkunde	Techn. Physik, Mathematik, Naturwissenschaft, Allgemeines
Aachen	116	72	204	113	49	229	68
Berlin	642	329	1399	1104	294	107	248
Braunschweig	117	76	261	152	118	—	228
Breslau	59	—	286	157	102	105	125
Danzig	237	117	457	231	137	—	153
Darmstadt	268	219	781	507	137	—	411
Dresden	229	172	843		273	—	1188
Hannover	302	154	712	397	120	—	87
Karlsruhe	156	159	399	265	117	—	73
München	581	319	1911		311	—	854
Stuttgart	209	288	512	229	188	4	206

Außerdem: Bergbau: Aachen 96, Berlin 210. — Schiff- und Schiffsmaschinenbau: Berlin 292, Danzig 193.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. August ausgegebene Heft 16 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Die neue Volksschule in Celle. — Dr. Heymann: Der Januskopf des Wohnungsbaues. — Geh. Oberregierungsrat Dr. Pauly: Der Kleingarten im Stadtbauplan. — Dipl.-Ing. Castner: Die Ausrüstung der Wohnhausbaustelle.

Stollenbleche an Stelle von Holzpfählen bei Tunnelbauten im Städtischen Tiefbau. In der „Bautechnik" 1928, Heft 21, S. 287, wurde über einen neuartigen Tunnelvortrieb im Bereiche des Städtischen Tiefbaues berichtet. Im Schlußsatze wurde darauf hingewiesen, daß die Bauleitung aus wirtschaftlichen Gründen eine Vergrößerung der Rahmenentfernungen von 0,65 auf 1,20 m beabsichtige. Der Sicherheit halber habe ich die zur Verwendung gelangenden neuartigen Stollenbleche, deren Form aus der nebenstehenden Abbildung ersichtlich ist, in der Maschinenbauanstalt „Humboldt" in Köln-Kalk einer Prüfung unterzogen. Bei 10 t Belastung, 0,65 m freier Länge und 1 m Feldbreite ergab sich eine Durchbiegung in der Mitte von 2 mm, bei 1,20 m freier Länge eine solche von 12 mm. In beiden Fällen blieben die Bleche unversehrt, so daß die größere Spannweite unbedenklich zugelassen werden darf. Die vom Kölner Bauamte vorgeschlagene Querschnittsform der Bleche hat somit ein sehr großes Widerstandsmoment ergeben. Prof. S. Deutsch.



Straßenbrücke über die Warthe. Der Kreisausschuß Landsberg a./W. hat mit dem Neubau einer Straßenbrücke über die Warthe bei Fichtwerder zwischen Cüstrin und Landsberg zur Erschließung des Wartheбruches begonnen. Es handelt sich um eine Brücke von nahezu 700 m Länge, also um eine der längsten Straßenbrücken in Deutschland. Die Arbeiten für die Strombrücke, bestehend aus einer 90 m weiten Mittelöffnung und zwei Seitenöffnungen von 25 m, deren durchgehender Überbau in St 48 ausgeführt wird und in der Mittelöffnung über der Fahrbahn liegende Fachwerkbogen enthält, ist samt Unterbau und Druckluftgründung an die Fa. Christoph & Unmack A.-G., Niesky O.-L., übertragen. Die über 500 m lange Flutbrücke, eine Eisenbetonbrücke auf etwa 25 m voneinander entfernten Pfeilern, die auf Mastpfählen gegründet werden,

ist an die Fa. Windschild & Langelott A.-G., Berlin, vergeben. Zwischen der Strom- und Flutbrücke wird eine etwa 40 m lange Insel mit Rampe zum Vorlande geschüttet, die den Übergang zwischen der den Strom rechtwinklig kreuzenden Strombrücke und der das Vorland schief überbrückenden Flutbrücke bildet. Die Brücke wird mit 5,20 m breitem Fahrdamm und bezüglich der Belastung als Brückenklasse I (DIN 1071 u. 1072) ausgebildet. Der Entwurf ist von Baurat Dr.-Ing. ehr. Karl Bernhard, Berlin, aufgestellt, der auch als beratender Ingenieur des mit der Bauleitung betrauten Kreisbauamtes in Landsberg a./W. während der Ausführung tätig ist. Bernhard.

Der 11. Deutsche Baupolizeitag (Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten Deutschlands) wird vom 12. bis 14. September d. Js. in Dresden stattfinden.

Am Donnerstag, den 13. September, 9 Uhr vorm., wird die Ausstellung „Die technische Stadt" mit Führung besichtigt. Nachmittags ab 3 Uhr finden Besichtigungsfahrten mit Autobus statt.

Am Freitag, den 14. September, 9 Uhr vorm., Mitgliederversammlung im Hörsaal 80 der Technischen Hochschule, am Bismarckplatz, Hauptgebäude. Für die darauf (9,30 Uhr) folgende öffentliche Versammlung (am gleichen Ort) sind an Vorträgen vorgesehen: Die strafrechtliche Verantwortlichkeit der Baupolizeibeamten, Dr.-Ing. Schnidtmann, Stuttgart. — Die Erschütterungen der Gebäude durch Verkehrseinflüsse und die Maßnahmen zu ihrer Abwehr, Oberingenieur Dipl.-Ing. Wittig, Magdeburg. — Seismographische Untersuchungstechnik im Dienste der Baupolizei, Baurat Thein, Hamburg. — Die Baupolizei in Deutschland und in den Vereinigten Staaten von Amerika, Ministerialrat Dr.-Ing. Schubart, Berlin. — Referat über den heutigen Stand der Baukontrolle bei Eisenbetonarbeiten, Baurat Stern, Köln. — Gäste aus der Fachwelt willkommen.

Anmeldung zur Tagung bei Oberbaurat Thode, Hamburg, Admiralitätsstraße 56 erbeten.

Stichbahn vom Ringbahnhof Jungfernheide nach Siemensstadt und Gartenfelde, Berlin. Die neue Stichbahn vom Ringbahnhof Jungfernheide nach den Arbeitsstätten in Siemensstadt und Gartenfelde soll nach einem Bericht der „Siemens-Bauunion-Zeitschrift" 1928,

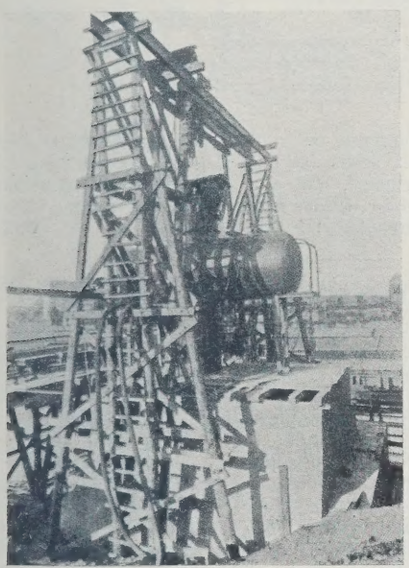


Abb. 3.

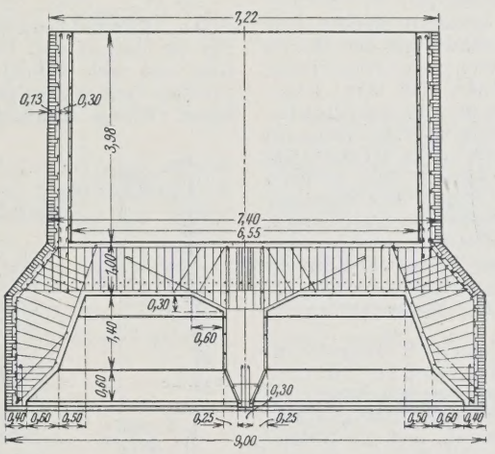


Abb. 1.

Nr. 6, den in den letzten Jahren stark angewachsenen Verkehr der in den neuen Werken tätigen Arbeiter und Angestellten von und zu den Wohnstätten im Norden, Nordosten und Osten Berlins bewältigen. Die Ausführung der 4,7 km langen Strecke ist in bezug auf die Tiefbauarbeiten zum größten Teil der Bauabteilung des Siemenskonzerns, der Siemens-Bauunion G. m. b. H., Komm.-Ges., in Auftrag gegeben.

Die Bahn ist für zweigleisigen elektrischen Betrieb bestimmt. Sie soll an den Bahnhof Jungfernheide mit einem besonderen Bahnsteig anschließen und in Gartenfelde zunächst enden. Die Linie überquert dicht hinter der Anschlußstation einmal und in ihrem weiteren Verlauf, nachdem sie das nördliche Gleis der Ringbahn unterfahren hat, noch ein weiteres Mal die Spree auf Brückenbauwerken. Die erste dieser Brücken, also die obere Spreebrücke, ist eine Blechträgerbrücke mit drei Öffnungen von 32,0, 24,1 und 20,9 m l. W. auf Betonpfeilern.

Um die in unmittelbarer Nähe befindliche alte Eisenbahnbrücke nicht durch Erschütterungen bei Rammarbeiten zu gefährden, wurde eine bemerkenswerte Senkkastengründung mit Preßluftverfahren für die Pfeiler gewählt. Ein solcher Senkkasten ist in Abb. 1 im Schnitt dargestellt.

Mit Rücksicht auf die alte, flach gegründete Brücke konnten für die Senkkasten nur Absenktiefen von 4,8, 6,8 und 5,8 m unter dem Wasserspiegel der Spree gewählt werden. Die Arbeitskammern sind aus Eisenbeton mit hochwertigem Zement hergestellt. Zum Schutze gegen schädliche Wässer und Bodensäuren wurden die Außenseiten der Senkkasten durch eine halbsteinstarke, säurefeste Verblendung gesichert. Der eingebrachte Beton wird an seiner Unterfläche durch eine elastische Asphaltdichtung nach eigenem Verfahren geschützt, das sich ohne Gas- und Geruchentwicklung in luftabgeschlossenem Raum ausführen läßt.

Die Pfeilerschäfte werden ebenfalls mit hochwertigem Zement betoniert und außen mit Klinkern verkleidet. Das Einbringen der Senkkasten und Herrichten der Pfeiler geschieht von einem Gerüst aus, das gleichzeitig als Förderbahn zum Heranschaffen der Baustoffe und zum Fortschaffen des unter Druckluft ausgehobenen Bodens dient.

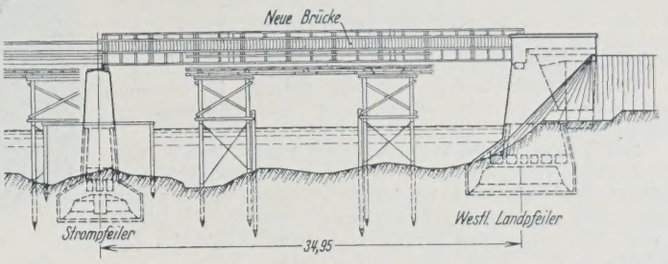


Abb. 2.

Der Senkkasten ist oben durch eine Luftschleuse abgeschlossen. Er senkt sich bei dem unter Druckluft von Arbeitern vorgenommenen Aushub von selbst wegen der scheidenartigen Ausbildung der Wände in ihrem unteren Teil und infolge des auflastenden Gewichtes. Das Ein- und Ausschleusen der Arbeiter geschieht zur Vermeidung gesundheitlicher Schädigungen unter besonderen Vorsichtsmaßregeln, die in der Verordnung vom 28. Juni 1920, Reichsgesetzblatt 1920, Nr. 146, vorgeschrieben sind.

Die erforderlichen Drucklufterzeuger werden von einer am linken Spreeufer aufgestellten Kraftanlage von 425 PS betrieben. Die Luftschleuse ermöglicht das gleichzeitige Einfahren von 12 Arbeitern.

Ein Längsschnitt durch die Pfeilergründung der Brücke ist in Abb. 2 veranschaulicht. Abb. 3 zeigt das Absenken des ersten Pfeilers, Abb. 4 das Ausschleusen von Boden. Zs.

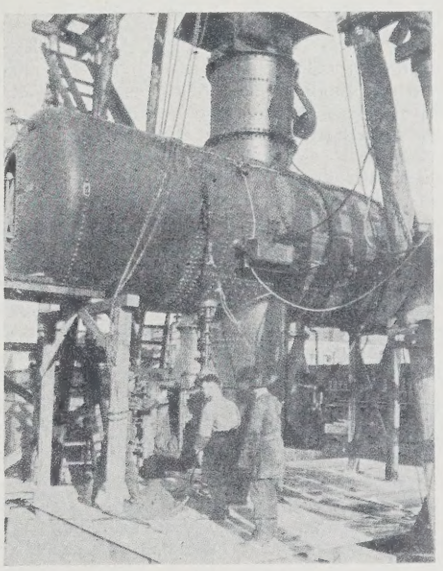


Abb. 4.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (33) Zerstörung einer Eisenbetondecke durch Rostangriff der Eiseneinlagen. Anläßlich der Umänderung einer Schaufensteranlage ist folgende beachtliche Feststellung gemacht worden:

Das Haus war im Jahre 1911 errichtet worden. Die Kellergeschoßdecke ist in Eisenbeton hergestellt. Auf die Eisenbetondecke war ein Estrich aufgebracht, wie er bei Steinholzfußböden zur Anwendung kommt. Auf diesem Estrich war Linoleum verlegt. Infolge von Bodensenkungen war die Eisenbetondecke mit dem darüberliegenden Estrich und Linoleum senkrecht zu den Eiseneinlagen an mehreren Stellen gerissen. Das durch die Risse des Linoleums eingedrungene Aufwaschwasser hat wahrscheinlich in dem Estrich Säure gebildet, die ihrerseits durch die Risse des Eisenbetons an dessen Eiseneinlagen gelangt und sie durch Rost sehr stark angegriffen hat bezw. sie teilweise völlig zerstörte. Die angerosteten Eisen waren mit tiefen Rostnarben bedeckt, die teilweise den Eindruck von Wurmgängen machen.

Die Decke mußte vollständig erneuert werden. Daß die Zerstörung der Eiseneinlagen durch die in dem Estrich gebildete Säure hervorgerufen worden ist, dürfte dadurch bewiesen sein, daß die Eiseneinlagen der Decke, soweit sie von den Schaufensterkasten überdeckt worden ist, unter denen kein Estrich vorhanden war, keine Rostspuren aufwiesen, obschon die Decke hier ebenfalls stark gerissen war. — Ky.

Eine Landstraßenbrücke in Süd-Idaho. Im September 1927 wurde nach einer Mitteilung in Eng. News-Rec. vom 16. Februar 1928 im Staate Idaho, Nordamerika, ungefähr 5 km nördlich der Stadt Twin Falls ein

bedeutendes Brückenbauwerk betriebsfertig, das zwischeu den Städten Twin Falls und Jerome eine unmittelbare Verbindung über das tiefe Snake-Flußtal ermöglicht. Die hierdurch ersetzte bisherige Verbindung zwischen den beiden Städten wurde dadurch wesentlich verkürzt.

Die Brücke besteht aus einer Hauptöffnung von 213,34 m und zwei Nebenöffnungen von 68,57 m l. Weite. Sie wird von zwei Fachwerktürmen aus Stahl getragen, die am Fuß je auf vier Eisenbetonpfeilern ruhen. Die Betonpfeiler sind mit ihren Fundamenten in den Lavafelsen eingelassen.

Die Fahrbahn liegt in der Mittelöffnung 153 m über der Flußbettsohle und 145 m über dem gewöhnlichen Wasserstand.

Die Türme wurden unter Zuhilfenahme eines über das Tal gespannten Förderseiles errichtet. Nach Fertigstellung der Seitenteile und Verankerung der Endwiderlager wurde der mittlere Brückenträger von beiden Seiten mittels fahrbarer Auslegerkrane und ebenfalls unter Zuhilfenahme des Förderkabels vorgestreckt.

Abb. 1 zeigt das Vorstrecken des mittleren Tragwerkes vor dem Zusammenschluß. Der ganze Eisenbau wurde in 111 Arbeitstagen ohne Störung und ohne Unfall vollendet. Die genaueren Maße des lediglich nach statischen Gesichtspunkten gewählten Systems sind aus Abb. 2 zu entnehmen. Zi.

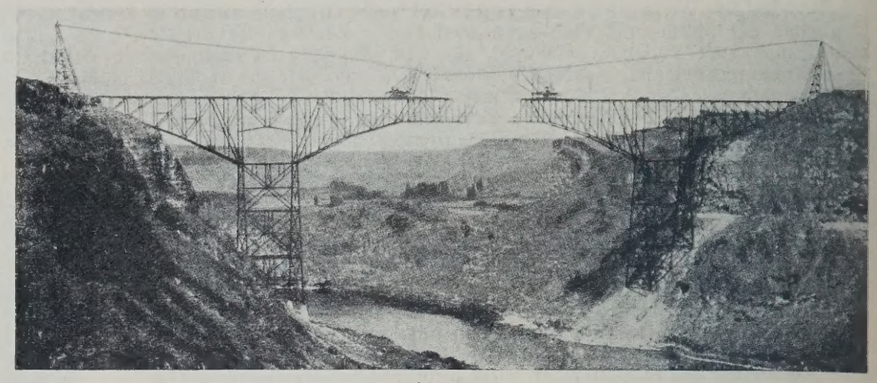


Abb. 1.

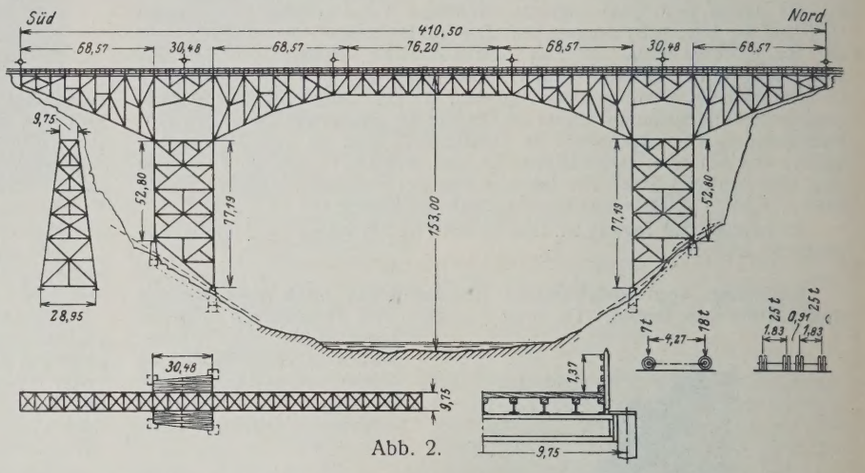


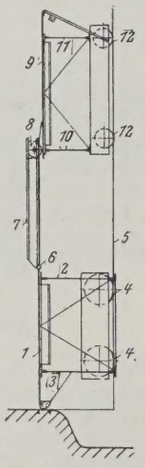
Abb. 2.

Der Tunnel unter der Meerenge von Gibraltar. Der Gedanke, die Meerenge von Gibraltar zu untertunneln, wird von Spanien aus mit ähnlichem Eifer verfolgt wie von Frankreich der Plan einer Tunnelverbindung zwischen England und Frankreich. Der Kanaltunnel ist bis jetzt am Widerstande der englischen Behörden gescheitert, die trotz der politischen Freundschaft mit Frankreich aus Gründen der Landesverteidigung die Genehmigung zum Bau versagen. Solche Gründe liegen beim Gibraltartunnel nicht vor, seine Ausführung dürfte aber mindestens in ebenso weiter Ferne liegen wie der Bau des Kanaltunnels. Für diesen läßt sich bei den engen Verkehrsbeziehungen zwischen England und dem Festlande geltend machen, daß ein Bedürfnis für eine Verbindung unter Ausschaltung einer Schiffsreise vorliegt, was für den Verkehr zwischen Spanien und Afrika nicht der Fall sein dürfte. Die nötigen Mittel für den Kanaltunnel aufzubringen, wird schon schwierig genug sein, wenn etwa einmal der Widerstand der englischen Behörden überwunden sein wird; woher aber die 330 Mill. Peseten kommen sollen, auf die der Bau des Gibraltartunnels geschätzt wird, dürfte wohl auch den Förderern dieses Planes ein Rätsel sein. Seine Bedeutung für den Verkehr leidet auch darunter, daß die spanischen Eisenbahnen in Breitspur (1,77 m) angelegt sind, während die auf afrikanischer Seite anstoßende Eisenbahn Tanger—Fez Regelspur aufweist, so daß ein Wagenwechsel für die Reisenden und ein Umladen der Güter auch beim Bestehen einer Schienenverbindung nicht zu vermeiden ist. Trotzdem ist es vom rein technischen Standpunkte von erheblicher Bedeutung, daß die Vorarbeiten zum Gibraltartunnel so weit gediehen sind, daß ein fester, auf Untersuchungen des Meeresgrundes beruhender Plan für seinen Bau vorliegt.

Während der Kanal zwischen England und Frankreich dadurch entstanden ist, daß die Wellen des Meeres von beiden Seiten her das Land weggespült haben, verdankt die Meerenge von Gibraltar ihre Entstehung geologischen Vorgängen, die mit Erdbeben zusammenhängen. Infolgedessen fällt der Meeresgrund im Kanal in flacher Neigung ab, und die Wassertiefe erreicht nur etwa 66 m. Die Meerenge von Gibraltar ist dagegen eine Schlucht mit steilen Wänden, deren Sohle stellenweise 1000 m unter der Wasserfläche liegt. Während unter dem Kanal Ton und Kreide anstehen, die leicht zu gewinnen sind, wird unter der Meerenge von Gibraltar fester Fels der Durchörterung großen Widerstand entgegensetzen.

Die große Wassertiefe an der schmalsten Stelle des Meeresarms zwischen Europa und Afrika, die zwischen Punta de Guadalmesi auf spanischer und Punta de Cires auf marokkanischer Seite nur 13,8 km breit ist, bildet ein Hindernis dafür, diese Baustelle für den Tunnel zu wählen. Weiter westlich ist dagegen das Meer weniger tief, und wenn als Ausgangspunkt auf europäischer Seite die Bucht von Vaqueros westlich von Tarifa, als Ziel auf afrikanischer Seite Tanger gewählt wird, wäre mit einer Wassertiefe von nur 396 m zu rechnen, immerhin noch einer Tiefe, die Rampen von sehr erheblicher Länge erfordern würde. Noch günstiger wäre in bezug auf die Tiefenlage ein Tunnel zwischen Cabo-Trafalgar und Punta-Malabata, wo das Wasser nur 310 m tief ist; dafür würde aber hier der Tunnel 52,9 km lang, während zwischen Vaqueros und Tanger mit einer Länge von 48,2 km auszukommen wäre, wovon 32 km unter Wasser zu liegen kämen. Die Ausmündung in Tanger ist auch aus dem Grunde zweckmäßig, weil sich leicht eine Verbindung mit der Eisenbahn Tanger—Fez schaffen ließ, und es wäre sogar möglich, unter Einlegung von Krümmungen den Tunnel in Afrika auf spanisches Gebiet zu führen. Daraus, daß diese Möglichkeit erwogen wird, ist zu erkennen, daß für den Bau neben den Bedürfnissen des Verkehrs auch politische Wünsche sprechen.

Für den Bau ist die Ausführung mit einem Hilfsstollen vorgesehen, von dem aus die beiden Tunnelröhren, jede von ihnen mit kreisförmigem Querschnitt von 5 m Durchm., auszubrechen wären. Beide Röhren wären in gewissen Abständen durch Querschläge zu verbinden. Für das Gleis ist Regelspur vorgesehen. Für den Betrieb käme nur elektrische Zugförderung in Frage. Die Fahrt durch den Tunnel wird eine halbe Stunde dauern, während heute die Überfahrt bei ruhiger See drei Stunden dauert. Für die Bauzeit sind fünf bis sechs Jahre in Aussicht genommen. Der Bau wird auch dadurch erschwert, daß erst ein Zugang zu dem europäischen Tunnelmund geschaffen werden muß, wobei ein rauhes, unwegsames Gebirge zu überschreiten ist. Wkk.



Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Doppelschützenwehr. (Kl. 84a, Nr. 439733 vom 28. 7. 1925, von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg.) Um eine möglichst große Verschiebbarkeit der beiden Schütztafeln gegeneinander zu ermöglichen und die beiden Riegel gleichmäßig auszubilden, wird der vorspringende Wandteil gelenkig mit der zugehörigen Tafel verbunden und durch Rollen oder dergl. gegen die andere Tafel abgestützt. Die untere Schutztafel 1 ist in üblicher Weise durch die wagerechten Riegel 2, 3 mittels der Rollen 4 gegen das Mauerwerk 5 abgestützt. Am oberen Rande des Schützes 1 ist mittels Gelenkes 6 das Zwischenglied 7 befestigt, das sich mittels Rollen 8 gegen den unteren Teil des oberen Schützes 9 stützt, das durch Riegel 10, 11 und Rollen 12 gegen das Mauerwerk abgestützt ist.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: die Regierungsbauräte (W.) Vollmer, Vorstand des Neubauamts Kanalabstieg in Magdeburg, nach Ottmachau als Vorstand des Staubeckenbauamts, Artur Albrecht vom Wasserbauamt in Genthin an das Wasserbauamt in Oppeln, Rütjerodt vom Wasserbauamt II in Hannover an das Wasserbauamt in Verden (Aller) und der Regierungsbaumeister (W.) Zechlin vom Wasserbauamt in Oppeln an das Wasserbauamt in Berlin.

INHALT: Der Ausbau des polnischen Seehafens in Gdingen. — Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton. — Das Ausgleichbecken von Les Marécottes des Kraftwerkes Vernayaz der Schweizerischen Bundesbahnen. — Vermischtes: Besuch der deutschen Technischen Hochschulen im Sommerhalbjahr 1928. — Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Stollenbleche an Stelle von Holzpfählen bei Tunnelbauten im Städtischen Tiefbau. — Straßenbrücke über die Warthe. — 11. Deutscher Baupolizeitag — Stichbahn vom Ringbahnhof Jungfernheide nach Siemensstadt und Gartenfelde, Berlin. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (33) Zerstörung einer Eisenbetondecke durch Rostangriff der Eiseneinlagen. — Landstraßenbrücke in Süd-Idaho. — Tunnel unter der Meerenge von Gibraltar. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 4. September 1928 Heft 38

Die italienischen Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Gotthard Escher** in Mailand.

Italien kann seine Bevölkerung nicht durch die Erzeugnisse des eigenen Bodens allein ernähren, muß vielmehr noch bedeutende Mengen von Nahrungsmitteln, namentlich Getreide einführen. Es ist daher eine der wichtigsten Aufgaben der Regierung, nicht anbaufähiges Land wieder für die Bebauung zurückzugewinnen. Besondere Bedeutung haben dabei die Kulturarbeiten in den versumpften Gebieten der Ebene, die „Bonifiche", mit denen sich die folgenden Mitteilungen zu befassen haben.

Mit dem Wort „Bonifica" (Mehrzahl „Bonifiche") werden die Maßnahmen bezeichnet, die zur Verbesserung versumpfter Gelände gehören (Bonifica idraulica), ferner landwirtschaftliche Bebauung der durch die

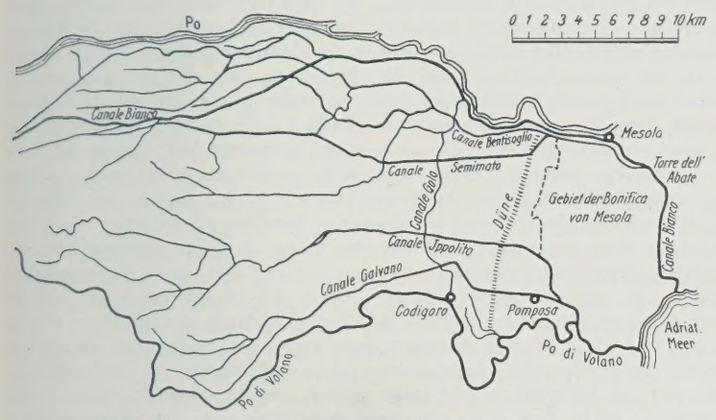


Abb. 1. Bonifica von Ferrara. Übersichtskarte des im 16. Jahrhundert entstandenen Kanalnetzes.

Entwässerung trocken gelegten Ländereien (Bonifica agraria) und schließlich hygienische Maßnahmen (Bonifica sanitaria); dazu gehört hauptsächlich der Kampf gegen die Malaria, die als Begleiterscheinung der Sümpfe die Niederungen verseucht und unbewohnbar macht. Das Wort „Bonifica" gibt im Italienischen einen so bestimmten Begriff wieder, daß es gestattet sei, es auch in diesem Bericht zu gebrauchen.

Wegen der großen Bedeutung der Bonifiche hat die Regierung ihre Durchführung selbst in die Hand genommen und durch Gesetze geregelt. Wo es sich um Gebiete von großer wirtschaftlicher Bedeutung handelt, namentlich dort, wo es auch Malaria zu bekämpfen gibt, für sogenannte Bonifiche 1. Kategorie, hat der Staat die Ausführung der nötigen Arbeiten sich selbst vorbehalten, oder er überträgt die Konzessionen dazu an Konsortien, die sich meistens aus Grundbesitzern der betreffenden Gegend zusammensetzen. Auch die Verteilung der Kosten ist gesetzlich geregelt; sie geschieht meist so, daß der Staat 60% trägt, die betreffende Provinz 10%, die beteiligten Gemeinden 10% und die Grundbesitzer 20%. Diese Sätze können jedoch je nach Gegend und Art der durchzuführenden Arbeiten von den genannten etwas abweichen.

Welch großen Umfang die zu leistende Arbeit hat, geht aus einer Aufstellung hervor, die im Jahre 1923 anläßlich der jüngsten gesetzlichen Regelung der Bonifiche gemacht wurde. Im ganzen werden rd. 2000000 ha Land als zu den Bonifiche 1. Kategorie gehörend aufgezählt. Das darf nun nicht so aufgefaßt werden, als ob es sich dabei nur um heute noch versumpfte Gebiete handeln würde. Die Zahl ist vielmehr bezogen auf die Flächen, die seit Beginn der Tätigkeit der neueren Bonifiche, also etwa seit den 60er Jahren des letzten Jahrhunderts noch zu verbessern waren. Bis 1914 rechnet man, daß für rd. 760000 ha die Arbeiten schon durchgeführt waren, bis zum Jahre 1923 für beinahe 1000000 ha. Für rd. 600000 ha waren die Arbeiten noch im Gange, und für das Übrige mußten sie erst noch begonnen werden. Diese Zahlen bedeuten genau genommen die Größen der ganzen Gebiete, auf die sich die Arbeiten erstrecken, die Zonen, die den betreffenden Bauämtern bezw. den Konsortien zugeteilt sind. Da darin jeweils Strecken vorkommen, die einer Verbesserung nicht bedürfen, könnten die obengenannten Zahlen in Wirklichkeit etwas geringer angesetzt werden, immerhin sind sie noch erschreckend groß.

Die Verteilung auf das ganze Königreich ist sehr verschieden. Die Po-Ebene, und zwar fast ausschließlich deren unterer Teil, weist allein etwa 1000000 ha auf, gegenüber etwa 170000 ha im mittleren Italien und rd. 73000 ha für den Süden und die Inseln. Für Venetien, das Land der unteren Ebene links des Po, machen die unter die Gesetzgebung für die Bonifiche fallenden Gebiete 15% der ganzen Oberfläche aus, in der Emilia, dem Land zwischen dem unteren Po, der Adria und dem Appennin gar 26%. In der Durchführung der Urbarmachung ist die Po-Ebene am weitesten voran. Hier tauchten jene großen wasserbautechnischen Aufgaben zum ersten Male auf, die schließlich glückliche Lösungen fanden. Hier entstanden die ersten Regeln; es entwickelte sich eine Gesetzgebung, die später auf die Maßnahmen der italienischen Regierung von großem Einfluß war.

Die nachstehenden Ausführungen sollen sich daher auf die Po-Ebene beschränken; es soll über einige besonders kennzeichnende Arbeiten berichtet werden. Der Verfasser stützte sich dabei auf Veröffentlichungen in den „Annali dei Lavori Pubblici" von 1926, auf Werbeschriften der betreffenden Konsortien, auf einen Aufsatz von Dr.-Ing. Schürch in der italienischen Zeitschrift „Il Cemento" 1913, ferner auf einen Aufsatz von Oberingenieur Müller in der Schweiz. Bauztg. 1919. Die Einzelheiten der beschriebenen Bauwerke waren dem Verfasser als Ingenieur der ausführenden Bauunternehmung bekannt, teils aus den Archiven der Firma, teils, und zwar gilt das für die vom Jahre 1921 an ausgeführten Bauwerke, weil er mit deren konstruktiven Durcharbeitung betraut war.

I. Bonifica von Ferrara.

Der Polesine, wie das von mehreren Flußläufen eingeschlossene Gebiet rechts des Po, unterhalb Ferrara, heißt, ist altes Kulturland, das schon von römischen Kolonisten bewohnt war. Auch noch viel später sind Ansiedlungen nachweisbar, wie die Abtei Pomposa beweist, eine Gründung der Benediktiner aus dem Jahre 1000, die wegen ihres Reichtums berühmt war. Nachrichten aus dem 15. Jahrhundert berichten dann allerdings von zunehmender Versumpfung des Landes. Die Flüsse legten in ihrem Unterlauf Geschiebe ab und erhöhten dadurch ihr Bett; Dämme mußten das anliegende Land gegen Überschwemmungen schützen; aber diesem wurde dadurch auch der Abfluß erschwert. Gleichzeitig machte

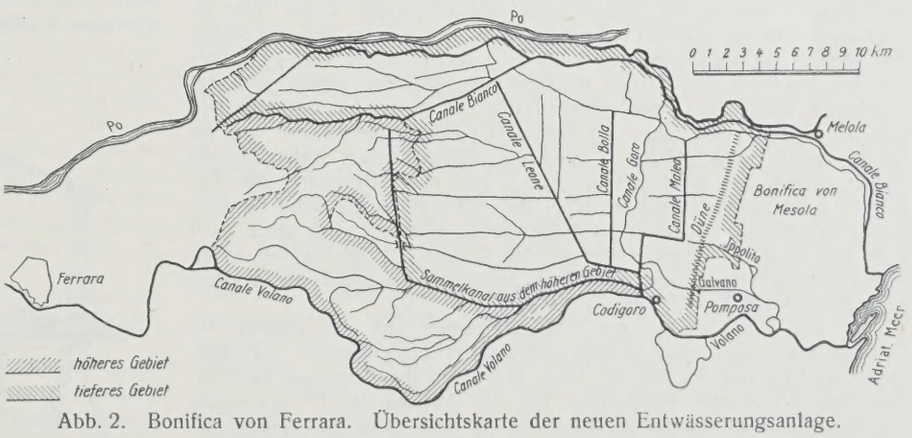


Abb. 2. Bonifica von Ferrara. Übersichtskarte der neuen Entwässerungsanlage.

sich eine vielfach unbekannte Erscheinung bemerkbar, eine Senkung des ganzen Tieflandes längs der adriatischen Küste. Man hat an verschiedenen Stellen in großer Tiefe, stellenweise bis zu 25 m, Torfschichten festgestellt; bei Herstellung eines artesischen Brunnens traf man sogar noch in 75 m Tiefe auf eine derartige Torfschicht. Da Torf durch Ablagerung von Pflanzenresten entsteht, müssen die Schichten sich an der Oberfläche gebildet haben. Spätere Überlagerungen durch die Anschwemmungen der Flüsse haben sie dann zusammengedrückt und zum Sinken gebracht. Während sie in höheren Lagen bis zu 2 m Mächtigkeit haben, sind sie in größerer Tiefe stets viel dünner. In welchen Zeiträumen diese

Senkungen sich vollzogen haben, ob dabei vielleicht auch Erdbeben mitgespielt haben, ist nicht festzustellen. Auf jeden Fall wird durch dieses Zusammendrücken der Torfschichten eine langsam, aber stetig fortschreitende Senkung des Bodens bewirkt, die in einem Jahrhundert 14 bis 18 cm ausmacht. Ein großer Teil des Gebietes liegt heute tiefer als der

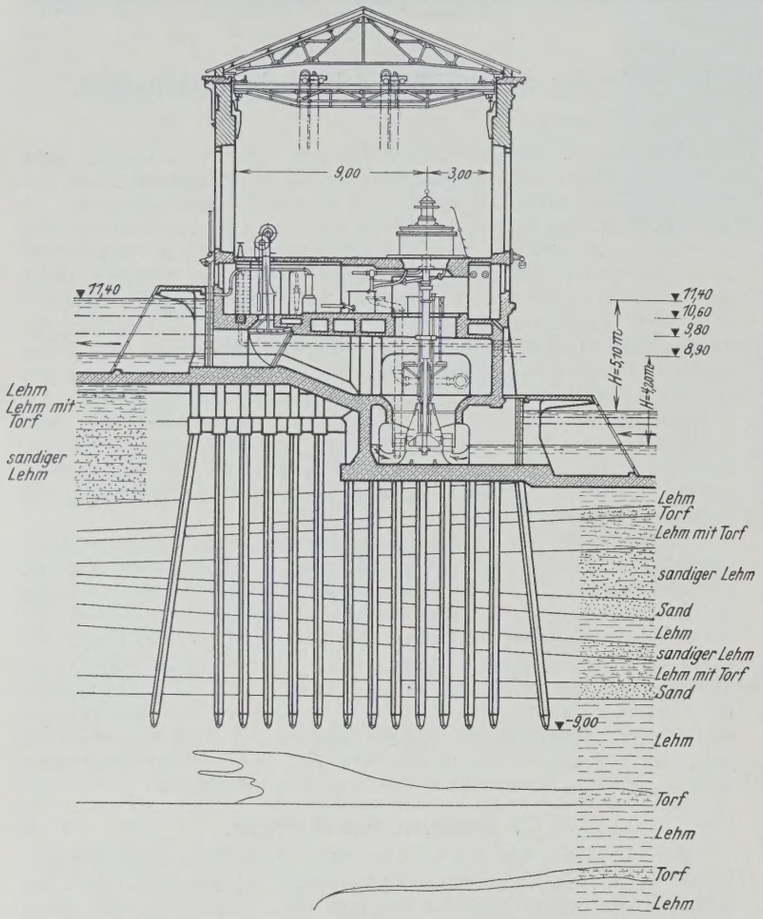


Abb. 3. Bonifica von Ferrara. Pumpwerk in Codigoro. Querschnitt durch das Maschinenhaus.

Meeresspiegel. Diese Senkungen mußten natürlich auch den Abfluß aus den weiter landeinwärts liegenden Grundstücken erschweren und auch dort zur Versumpfung führen.

Wir hören, daß schon im 15. Jahrhundert Arbeiten zur Entwässerung durchgeführt wurden, die jedoch nach verhältnismäßig kurzer Zeit an Wirkung verlieren mußten, weil die Flüsse sich immer mehr erhöhten und gleichzeitig das Gelände sich senkte. Nicht anders erging es der von den Herzögen von Ferrara durchgeführten Bonifica, einem großartig angelegten Werk, das in der zweiten Hälfte des 16. Jahrhunderts zustande kam. Es baute sich zwar auf richtigen Grundgedanken auf, die im Grunde heute noch gelten. Gegen die übermächtigen Naturgewalten konnte es sich aber nicht halten. Abb. 1 gibt einen Überblick über das damals entstandene Kanalnetz, durch das etwa 40000 ha Land trockengelegt und für die Bebauung wiedergewonnen wurden. Ein Stück nach dem andern ging wieder verloren; das 17. und 18. Jahrhundert sahen dem Verfall untätig zu, und als das 19. Jahrhundert anbrach, waren kaum noch zwei Drittel des Gebietes anbaufähig.

Es kam das Zeitalter der Dampfmaschinen und mit diesem der Gedanke einer künstlichen Hebung des Wassers durch Pumpen. In Adria, etwas nördlich des Po, war im Jahre 1858 eine Pumpenanlage zur Entwässerung der Sümpfe entstanden. Für den Polesine von Ferrara wurde ein ähnlicher Plan bearbeitet, der Mitte der 60er Jahre zur Ausführung kam. Man errichtete vier Pumpenanlagen, von denen jede ein bestimmtes durch Dämme abgeschlossenes Gebiet entwässern sollte. Der Erfolg blieb aus, weil bei dem durchlässigen Boden die Pumpen das andringende Wasser nicht bewältigen konnten. Über neuen Plänen gingen wieder Jahre dahin, und bevor noch eine durch englisches Geld in Jahre 1872 gegründete Gesellschaft an die beabsichtigte Umarbeitung herantreten konnte, riß eine Überschwemmung des Po die Pumpwerke wieder mit fort. Dadurch wurden die Ingenieure in der früher schon geäußerten Auffassung bestärkt, es sei richtiger, ein einziges großes Pumpwerk anzulegen, zu dem das Wasser aus dem gesamten Gebiet durch ein Netz von Sammelkanälen zuzuleiten sei, weil dadurch der Betrieb vereinfacht und wirtschaftlich günstiger gestaltet würde. Da das Wasser des ganzen Gebietes zu heben war, mußte für das Pumpwerk der tiefste Punkt gewählt werden. Die Aufgabe bot wegen der tiefen Lage des Geländes Schwierigkeiten. Von rd. 54000 ha lagen mehr als die Hälfte tiefer als der Meeresspiegel. Für das Pumpwerk kam daher nur die Ortschaft Codigoro am Volano in Betracht. Die früheren Sammelkanäle hatten das Land in der Richtung von Westen nach Osten durchzogen, die neuen Kanäle, die zum Pumpwerk führten, wurden in der Hauptsache in der Richtung von Norden nach Süden gelegt und nahmen das Wasser der früheren Kanäle auf.

Die neue Anlage, das erste Werk dieser Art in den italienischen Bonifiche, kam im Jahre 1880 in Betrieb. Die Ausrüstung bestand aus acht Zentrifugalpumpen, die im ganzen 30 m³/Sek. Wasser auf 2,60 m Höhe heben konnten. Der Antrieb geschah durch vier Wolfsche Dampfmaschinen von je 350 PS; die ganze Einrichtung stammte aus England.

Obwohl die Anlage selbst als ein technisch sehr bedeutendes Werk bezeichnet werden muß, zeigte sie sich doch schon nach wenigen Jahren ihrer Aufgabe nicht mehr gewachsen. Man hatte, weil darüber noch zu wenig Erfahrungen vorlagen, zwei Umstände beim Entwurf nicht genügend berücksichtigt. Die Menge des Wassers, das von den Pumpen zu bewältigen ist, wird durch den sogenannten udometrischen Koeffizienten bestimmt; es ist das eine Zahl, die in l/Sek. ha ausgedrückt wird. Sie hängt von der Menge der Niederschläge, der Beschaffenheit des Bodens und noch von verschiedenen anderen Umständen ab. Bei der Schätzung dieses Koeffizienten hatte man etwas zu niedrig gegriffen. Ferner hatte man zu wenig Rücksicht auf die Bewegung des Bodens genommen. Nicht auf jene gleichmäßig fortschreitende Senkung, die dem ganzen Küstenstrich eigen ist, sondern die durch die Bonifica selbst bewirkte Senkung. Die Torfschichten saugen das Wasser wie ein Schwamm auf; wenn sie aber trockengelegt werden, ziehen sie sich stark zusammen, was in einer Senkung des Bodens zum Ausdruck kommen muß. Schon die früheren Entwässerungsarbeiten hatten natürlich derartige Senkungen bewirkt. Konnte man annehmen, daß um die Mitte des 16. Jahrhunderts die mittlere Höhenlage des Geländes noch 1 m über dem Meeresspiegel betrug, so lag im Jahre 1878 ein Drittel der Grundstücke um 1,50 m tiefer. Durch die neue Bonifica, durch die Wirkung der Pumpen wurde noch viel mehr Wasser entzogen, was vermehrte Senkungen zur Folge hatte, die in etwa 25 Jahren weiter 1,50 m ausmachten. Die Gebäude, die nur mit Holzpfählen gegründet waren, mußten diese Senkungen mitmachen. Dazu kam noch ein ungünstiger Umstand: Der Wasserspiegel im Volano erhöhte sich, weil inzwischen weiter flußaufwärts noch andere Bonifiche entstanden waren, die denselben Fluß als Abflußkanal benutzten. Die Pumpen arbeiteten unter erschwerten Umständen, ihre Förderhöhe betrug schließlich 1,50 m mehr, als vorgesehen war, wobei ihre größte Leistungsfähigkeit von 30 auf 18 m³/Sek. sank. Wenn bei starken Niederschlägen die Kanäle ihre größte Wassermenge zuführten und gleichzeitig im Volano der Wasserspiegel hoch stand, konnten die Pumpen ihrer Aufgabe nicht mehr nachkommen. Das Wasser staute sich und überschwemmte die tieferen Zonen. Auch eine im Jahre 1892 ausgeführte Verstärkung der Maschinen hatte nicht den gewünschten Erfolg. Wollte man nicht die Gegend, die sich eben erst erholt hatte, wieder dem traurigen Schicksal der langsamen Versumpfung überlassen, so mußte

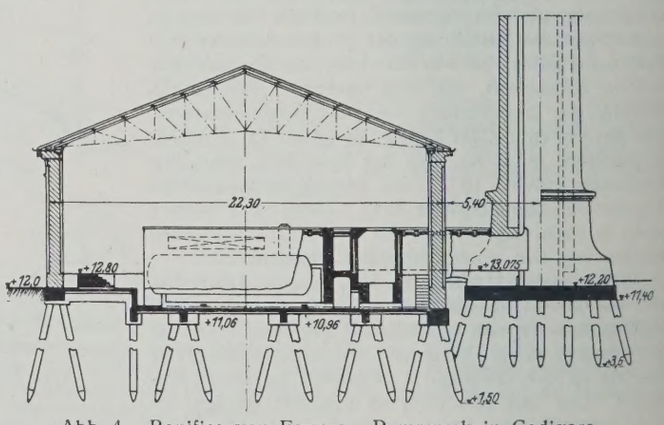


Abb. 4. Bonifica von Ferrara. Pumpwerk in Codigoro. Querschnitt durch das Kesselhaus.

man noch einmal zu einer durchgreifenden Verbesserung schreiten. Es bildete sich ein neues Konsortium, zu dessen Leitung Ingenieur Pasini berufen wurde. Die italienische Regierung fing an, der Sache erhöhte Aufmerksamkeit zu schenken, und unterstützte das Konsortium durch weitgehende finanzielle Beihilfe.

Der neue Entwurf sah vor, das ganze Gebiet durch zwei ihrer Höhenlage nach getrennte Kanalnetze zu entwässern, und zwar sollte aus jedem

Netz das Wasser durch eine besondere Pumpenanlage gehoben werden. Das bestehende Werk sollte weiter in Tätigkeit bleiben, aber nur noch für das höhere Kanalnetz dienen, das etwa 16000 ha zu entwässern hatte. Durch eine nochmalige Verstärkung der Maschinen konnte die Leistungsfähigkeit wieder auf 25 m^3 gebracht werden. Für das ganze tiefere Gebiet jedoch mit rd. 38000 ha Ausdehnung wurde ein neues Pumpwerk entworfen, dessen Leistungsfähigkeit auf 36 m^3/Sek. festgesetzt wurde. Als Ort wurde ebenfalls Codigoro vorgesehen, und zwar der Platz unmittelbar neben dem alten Werk. Die alten und neuen Pumpen zusammen konnten also 61 m^3/Sek. Wasser bewältigen, was selbst bei einem reichlich ungünstig gewählten udometrischen Koeffizienten genügen mußte, auch wenn durch weitere Senkungen die Hubhöhe sich noch vergrößern sollte. Man rechnete damit und bemaß den Spielraum zu 1,50 m. Abb. 2 gibt einen Überblick über die neue Anlage.

Das Konsortium eröffnete im Jahre 1906 einen Wettbewerb zwischen vier bekannten teils in-, teils ausländischen Maschinenfabriken, stellte aber die Bedingung, daß die Gebäude samt deren Gründung als untrennbarer Bestandteil der Lieferung aufzufassen seien, für den der Lieferant ebenfalls volle Verantwortung übernehmen müsse. Diese Forderung wurde gestellt, weil beim alten Werk die ungenügende Gründung starke ungleiche Setzung verursacht hatte. Solche mußten beider neuen Anlage unter allen Umständen vermieden werden, da ihre Maschinen wesentlich schwerer und infolge ihrer Bauart als achsiale Kreiselpumpen gegen Schiefstellungen sehr empfindlich waren. Den Auftrag erhielt die Maschinenfabrik Gebr. Sulzer in Winterthur, die sich für den baulichen Teil der Mitarbeit der Bauunternehmung Ed. Züblin & Co. in Straßburg versichert hatte. Keine andere Firma hatte die oben erwähnte Verantwortung übernehmen wollen. Züblin trat darauf ein, im Vertrauen auf die Eisenbetonpfähle.

Bohrproben bis zu 50 m Tiefe hatten ergeben, daß der Boden aus lehmigen, teilweise mit Sand vermischten Schichten bestand, mit mehrfachen starken Einstreuungen von Torf. Alle Schichten waren weich und in ihrer Stärke ungleich. Einzig zwei Schichten von Sand, die eine in etwa 7, die andere in etwa 15 m Tiefe boten etwas mehr Widerstand. Holzpfähle wie beim alten Werk mußten von vornherein ausgeschlossen werden, weil mit einer starken Absenkung des Wasserspiegels zu rechnen war. Auch eine durchgehende Grundplatte in Eisenbeton hätte selbst bei geringer Bodenpressung versagt. Daher entschied man sich für die Eisenbetonpfähle, die bis in tiefer liegende widerstandsfähigere Schichten gerammt werden konnten und dazu eine starre Verbindung mit dem Aufbau ermöglichten. Der ganze Unterbau für die Maschinen wurde ebenfalls in Eisenbeton entworfen. Abb. 3 u. 4 geben je einen Querschnitt durch Pumpen- und Kesselhaus, aus denen die wesentlichsten Angaben für Maschinen und Gründung zu ersehen sind. Es sei bemerkt, daß sich sämtliche Koten auf einen 10 m unter dem Meeresspiegel liegenden Nullpunkt beziehen. Die maschinelle Einrichtung besteht aus fünf Gruppen von achsialen Kreiselpumpen, von denen vier eine Förderleistung von je 8 m/Sek. und die fünfte eine solche von 4 m^3/Sek. haben, bei einer größten Hubhöhe von 5,10 m. Der Antrieb geschieht durch dreifach-Expansions-Dampfmaschinen. Die Leistungen der Firma Ed. Züblin & Co. umfaßten den ganzen Unterbau in Eisenbeton des Maschinenhauses samt Gründung, ferner die Gründung von Kesselhaus und Schornsteinen. Beim Maschinenhaus wurden die Köpfe der Pfähle durch eine Grundplatte in Eisenbeton verbunden, auf der sich dann die dreistöckige Konstruktion zur Aufnahme der Maschinen aufbaut. In der untersten Kammer wird das Wasser durch die Pumpen angesaugt. Im zweiten Stockwerk wird es in die Auslaufkanäle gedrückt. Das dritte Stockwerk enthält die Kondensatoren und die verschiedenen Leitungen; seine Decke dient als Auflager für die Pumpen; diese liegen so hoch, daß auch ein außergewöhnliches Hochwasser, selbst ein Dammbruch des Po sie nicht erreichen und in ihrem Betrieb stören kann. Dadurch wird ein Hauptfehler früherer Anlagen vermieden, bei denen die Pumpen dann aussetzten, wenn sie gerade am nötigsten waren.

Das Kesselhaus schließt sich unmittelbar an das Pumpenhaus an. Außer der Gründung, einer durch Rippen versteiften Platte über den Pfählen, wurde der Bau in Mauerwerk ausgeführt.

Was uns hier besonders interessiert, ist die Pfählung, die erste dieser Art in den italienischen Bonifiche. Die Firma Ed. Züblin & Co. hatte sich schon seit mehreren Jahren mit dem Problem der Eisenbetonpfähle befaßt. Es sei auf einen Aufsatz von Dr. Schürch in der „Deutschen Bauzeitung“ 1906, Nr. 58 u. 60 verwiesen, wo eingehende Mitteilungen über die Entwicklung des Züblinschen Pfahles gemacht werden, wie nach langjährigen Versuchen ein Pfahl zustande kam, der auch unter ungünstigen Umständen sich bewährte. Bei den umfangreichen Rammungen in Metz in den Jahren 1904 bis 1906 zeigte sich der Pfahl mit fünfeckigem Querschnitt als widerstandsfähigste Form. Auf Grund der dort gemachten Erfahrungen entstanden die Vorschläge für die Gründung des Pumpwerkes Codigoro.

Für das Maschinenhaus wurden 540 Pfähle vorgesehen, deren Spitzen bis in die früher erwähnte tiefere Sandschicht reichen sollten, was Längen von etwa 12 m erforderte. Bei Festsetzung der zulässigen Belastung beschränkte man sich auf 17 bis 18 t für einen Pfahl (ohne dessen Eigengewicht). Man ging dabei noch insofern vorsichtig vor, als in der üblichen Brixschen Formel zur Prüfung der Tragfähigkeit der Sicherheitskoeffizient 3 angenommen wurde. Das Kesselhaus, dessen Lasten weit geringer waren, erhielt 260 Pfähle, deren Spitzen noch in die in etwa 7 m tiefer liegende Sandschicht gehen sollten. Da etwaige Setzungen auf den Betrieb nicht so nachteilige Folgen haben konnten wie beim Pumpenhaus, hielt man den Sicherheitskoeffizienten 2 in genannter Formel für genügend. Für die Schornsteine und mehrere Nebenarbeiten kamen noch etwa 200 Pfähle hinzu, so daß die ganze Arbeit etwas über 1000 Pfähle umfaßte, alle mit dem erwähnten fünfeckigen Profil, mit 21 cm Halbmesser des einbeschriebenen Kreises. Man stand bei dieser Pfählung vor einer vollständig neuen Aufgabe. Während früher die größte Aufmerksamkeit darauf verwandt werden mußte, daß der Pfahl beim Rammen nicht brach, machte die Gründung in Codigoro in dieser Beziehung keinerlei Schwierigkeiten; die Pfähle gingen eher zu leicht; an einzelnen Stellen mußten sie durch Aufstücken verlängert werden. Es tauchte die erklärliche Frage auf, wie sich diese erste Pfahlgründung in jenem weichen Boden bewährt hat. Darüber wurden nach Fertigstellung der Pfählung im Frühjahr 1908 bis zum November 1912 Beobachtungen gemacht. Durch genaues Einnivellieren wurde das Verhalten der Pfähle verfolgt. Beim Pumpenhaus stellte man leichte und gleichmäßige Setzungen fest. In den ersten 11 Monaten, die ungefähr der Bauzeit des Hochbaues entsprachen, beobachtete man 25 mm Senkung, in den darauffolgenden $2^1/_2$ Jahren weitere 15 mm und dann noch einmal in 9 Monaten 1 mm, im ganzen also 41 mm. Beim Kesselhaus waren die Setzungen etwas stärker und weniger gleichmäßig. Da die Grundplatte mit derjenigen des Maschinenhauses zusammenhängt, mußte das Kesselhaus beim Anschluß die gleichen Setzungen machen. Gegen die Mitte zu waren sie allerdings stärker, und zwar in den ersten 11 Monaten 135 mm, die sich dann bis zum Ende der Beobachtungszeit um weitere 45 mm, also im ganzen auf 190 mm vergrößerten. Die Frage, ob diese Setzungen auf die Betriebsfähigkeit der Anlage von fühlbarem Einfluß waren, darf ohne weiteres verneint werden. Man hatte ja schon beim Entwurf damit gerechnet, daß die Austrocknung des Bodens gewisse Setzungen verursachen würde, und hatte bei der Festsetzung der Höhenlage der Maschinen darauf Rücksicht genommen. Da ein beträchtlicher Teil der Setzung während der Ausführung des Baues eintrat, hatte man es in der Hand, ihn wieder auszugleichen. Die noch bleibende geringe Vermehrung der Hubhöhe konnte auf die Leistungsfähigkeit der Pumpen nicht mehr von Einfluß sein. Beim Kesselhaus hatte eine Senkung ohnehin weniger zu bedeuten, wenn man von einigen Rissen im Mauerwerk absah. Das Wesentliche war, daß die Gebäude tatsächlich zum Stillstand kamen; gerade das war bei den früheren Anlagen nicht erreicht worden. Daher bedeutete die Gründung mit Eisenbetonpfählen einen so wichtigen Erfolg. Das Werk ist nunmehr schon 17 Jahre lang in Betrieb und hat die großen Erwartungen, die man bei seiner Entstehung hegte, erfüllt.

Gehen wir den Ursachen der Setzungen nach. In jenen weichen Böden findet der gerammte Pfahl mit seinen glatten Flächen nur einen beschränkten Reibungswiderstand; er kann die geforderte Tragfähigkeit nur dann erreichen, wenn man ihm eine entsprechende Länge gibt oder wenn man seine Spitze bis in dichtere Schichten vortreibt. Aber selbst, wenn er darin unverrückbar festsitzt, kann es vorkommen, daß, wenn darunter noch nachgiebige Torfschichten liegen, diese unter der erhöhten Pressung sich zusammendrücken und die ganze darüberliegende Masse samt den Pfählen darin zum Sinken bringen. So lagen die Verhältnisse auch in Codigoro. Aus der in der Zeichnung (Abb. 3) angegebenen Bodenuntersuchung ist zu ersehen, daß die Pfähle in einer Sandschicht stecken, von der man eine genügende Tragfähigkeit hätte erwarten sollen; aber in etwa 14 m Tiefe unter der Grundplatte, also noch ein gutes Stück unter den Pfahlspitzen kamen stellenweise ziemlich starke Torfschichten vor. Diese würde man nach den heutigen Kenntnissen unter allen Umständen noch durchrammen; die Pfähle also etwas länger machen. Beim Kesselhaus lagen ähnliche Umstände vor, nur war die Sachlage bei der geringeren Länge der Pfähle noch ungünstiger, daher auch größere Setzungen. Es ist übrigens nicht bloß ein Zusammendrücken von Torfschichten unter der Belastung durch die Pfähle als Veranlassung von Setzungen anzusehen. Es ist eine eigenartige Erscheinung, daß Anschüttungen von Erde, wie sie bei derartigen Anlagen öfter vorkommen, Setzungen verursachen können. Die Wirkung ist viel stärker, als man lediglich nach dem Gewichte der Erdmassen vermuten könnte. Geradezu verhängnisvoll können derartige Anschüttungen in der Nähe von Einschnitten werden, weil dann die Torfschichten Veranlassung zum Gleiten der ganzen Massen darüber geben.

Heute zieht man auch vor, den Querschnitt der Pfähle etwas geringer zu halten. Das Fünfeck ist immer noch die übliche Querschnittsform. Fünf Rundeisen als Längsbewehrung, die gedrehten Züblinschen Bügel und die durch einen Dorn an den Längseisen festzuklemmende Pfahlspitze, das alles ist beibehalten worden. Da aber die Pfähle beim Einrammen keinen großen Widerstand finden, ist das schwere Pfahlprofil mit

21 cm Halbmesser des einbeschriebenen Kreises auch nicht mehr nötig, um den Pfahl sicher zu rammen. Wenn nicht mit Rücksicht auf die Knicksicherheit entsprechende Forderungen an die Widerstandsfähigkeit der Pfähle gestellt werden, begnügt man sich mit dem leichten Profil mit 17 cm Halbmesser. Dieses wird in den meisten Fällen bis zu Längen von etwa 13 bis 14 m genügen; bei größeren Längen greift man zum mittleren Profil mit 19 cm Halbmesser. Wenn auch die Reibung in jenen weichen Böden gering ist, darf man doch nicht unterlassen, ihr möglichst viel Gelegenheit zu geben, zur Wirkung zu kommen. Die Last ist auf eine größere Anzahl von Pfählen zu verteilen, dafür aber sind größere Längen zu wählen.

Die Anlage von Codigoro ist für eine ganze Reihe derartiger Werke vorbildlich geworden. Der Gedanke der Zuleitung des gesammelten Wassers zu einem Pumpwerk zwecks künstlicher Hebung kehrt seither immer wieder, und auch in Einzelheiten wie in der Bevorzugung des Eisenbetons und in der Gründung mit Eisenbetonpfählen sind viele der später entstandenen Werke dem Beispiel Codigoros gefolgt. Als der Leiter der Bonifica von Ferrara, Ingenieur Pasini, seine Aufgabe durchgeführt hatte, zog er wieder die Firma Ed. Züblin zu zahlreichen Arbeiten heran, namentlich zu schwierigen Gründungen. Sie hatte inzwischen eine eigene Niederlassung in Italien gegründet, aus der die jetzige selbständige italienische A. G. Società Costruzioni & Fondazioni in Mailand hervorgegangen ist, die heute noch dem Züblinschen Konzern angehört.

II. Bonifica Renana.

Zunächst wenden wir uns einem Gebiete zu, dessen Bearbeitung dem Consorzio di Bonifica Renana zusteht. Es liegt nordöstlich von Bologna, rechts des Reno und umfaßt etwa 90000 ha. Eigenartige Verhältnisse haben zur Versumpfung des Landes am Unterlauf des Reno, besonders

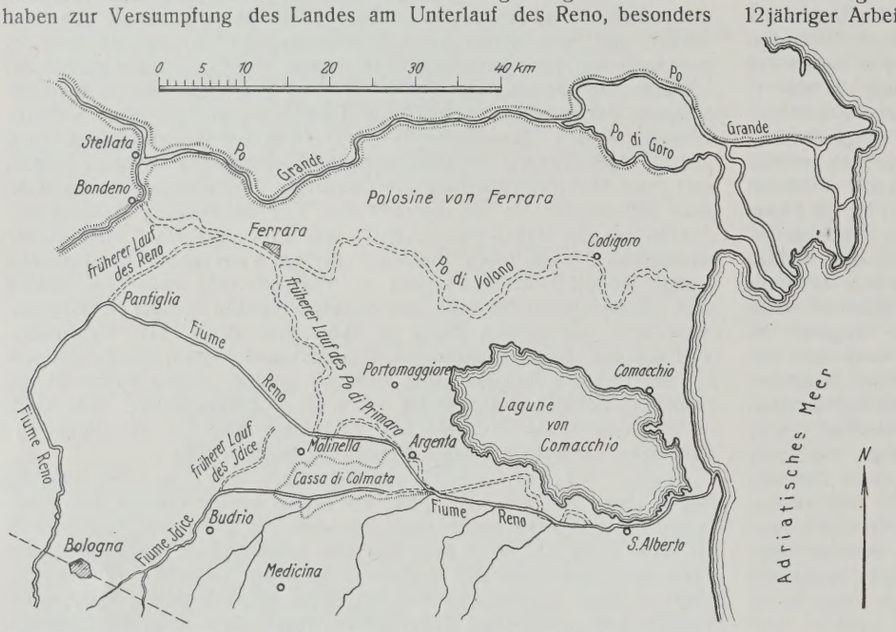


Abb. 5. Gegend am Unterlaufe des Po, mit Angabe der Veränderungen in den Flußläufen.

auf seiner rechten Seite geführt. Er war ursprünglich ein Nebenfluß des Po, dessen Hauptarm früher bei Ferrara vorbeifloß und südlich der Lagune von Comacchio in die Adria mündete. Die Kartenskizze Abb. 5 zeigt die damaligen Flußläufe. Eine Hochwasserkatastrophe im Jahre 1152 verlegte den Po in seine jetzige Richtung. Da im alten Lauf, im Po di Primaro, nur noch das wenige Wasser der Zuflüsse vom Apennin her floß, das viel Geschiebe mit sich führte, mußte er versanden und die Abflußverhältnisse des Reno erschweren. Ein Versuch im 17. Jahrhundert, diesen unmittelbar nach der Lagune zu leiten, mißlang. Im Jahre 1767 wurde er wieder in den früheren Lauf des Primaro verlegt unter gleichzeitiger Eindämmung. Alle Wasserläufe der Ebene von Bologna bis Ravenna sollten durch den neuen Reno aufgenommen werden, für dessen Dämme man als höchste Erhebung 3 m vorgesehen hatte. Die Erwartungen erfüllten sich nicht. Früher hatte der Po mit seiner großen Wassermenge sich sein Bett frei halten können; der Reno aber, der in seiner Wasserführung sehr unregelmäßig ist, konnte seine Geschiebe in der Ebene nicht mehr weiter führen. Zudem begann um jene Zeit die Abholzung im Apennin sich immer mehr bemerkbar zu machen. Die Auswaschungen der Talhänge vermehrten die Geschiebemengen, die Hochwasser stiegen; infolgedessen mußten die Dämme des Reno immer wieder erhöht werden, bis sie schließlich an seinem Unterlauf die beträchtliche Höhe von 14 m erreichten. Man bedenke: bei Argenta 44 km von der Mündung entfernt steigt das Hochwasser des Reno bis zur Kote 15,70 m über dem Meeresspiegel, während im Po, ebenfalls 44 km oberhalb der Mündung das Hochwasser nicht über 5,70 m hinausgeht. Bei den Zuflüssen zum Reno traten ähnliche Verhältnisse ein; auch sie mußten eingedämmt werden, wenn auch nicht so hoch. Alle diese Wasserläufe wurden bei ihrer Mündung in den Reno durch Schleusen geschützt, die geschlossen wurden, wenn im Reno das Wasser stieg, um zu verhindern, daß es sich über die niedrigeren Dämme hinweg auf die Felder ergoß. Wenn aber diese Zuflüsse sich gleichzeitig stauten, überschwemmten sie das anliegende Land. Das Wasser, das einmal zwischen den Dämmen stand, fand keinen Ablauf mehr, sondern mußte langsam versickern. Je mehr die Dämme stiegen, desto schwieriger wurden die Verhältnisse auch für die höher liegenden Grundstücke. Das Wasser, das aus diesen nicht mehr wie früher nach den verschiedenen Flüssen ablaufen konnte, ergoß sich über die tieferen Lagen, um dort das Unheil noch zu vergrößern. Die Zustände verschlimmerten sich zusehends. Trotzdem geschah nichts von Bedeutung, um dem Übel zu steuern. Das 19. Jahrhundert verging mit fruchtlosen Plänen und Zänkereien der verschiedenen einander entgegenstehenden Belangen. Erst mit Beginn unseres Jahrhunderts ging die Regierung daran, einen Entwurf zu bearbeiten, der vorsah, das ganze Gebiet durch ein einziges Kanalnetz zu entwässern; dessen Sammelkanal sollte bei Argenta den Reno unterschreiten, dann an der Lagune vorbeiführen und erst kurz vor dessen Mündung in den Reno fließen. Die Verwirklichung des Entwurfs verzögerte sich, bis im Jahre 1909 das „Consorzio di Bonifica Renana“ sich bildete, das von der Regierung die Konzession zur Ausführung erhielt. Zu seiner Leitung wurde der Schöpfer der früher beschriebenen Bonifica Ferrarese, Ingenieur Pasini, berufen, der zunächst den vorhandenen Entwurf auf Grund der in Codigoro gemachten Erfahrungen umarbeitete und dann im Jahre 1914 mit den Arbeiten begann und trotz der durch den Krieg bewirkten Störungen in 12jähriger Arbeit eine der größten Anlagen dieser Art durchführte.

Bei Aufstellung des Entwurfs für eine Bonifica spielt die Festsetzung der abzuführenden Wassermenge eine große Rolle. Sie wird, wie früher schon einmal erwähnt, durch den udometrischen Koeffizienten bestimmt. Dabei müssen die Niederschlagsmengen, die Ausdehnung des Gebiets, das Gefälle, die Beschaffenheit des Bodens und seine Bebauung berücksichtigt werden. Wie so viele frühere Anlagen beruhte auch der staatliche Entwurf für die Bonifica Renana auf auffallend niedrigen Werten, die unhaltbar waren. Bei der Neubearbeitung war der erste Schritt, die Kanäle größer vorzusehen. Damit wuchsen aber die Bedenken gegen den erwähnten Abzugkanal unter dem Reno hindurch wegen der Schwierigkeit der Arbeiten im sumpfigen Boden, die ein Einsacken der hohen Dämme befürchten ließen. Die Bauzeit hätte sich auch verlängert und damit auch die Inbetriebnahme der Entwässerung, die erst nach Vollendung des Sammelkanals hätte stattfinden können. Unterdessen hatte man gesehen, mit welcher Sicherheit das Werk Codigoro arbeitete. Auch anderswo fing man an das Wasser künstlich zu heben. Daher baute sich auch der neue Entwurf des Konsortiums auf der Grundlage der künstlichen Entwässerung auf. Die Teilung in mehrere selbstständig arbeitende Netze ermöglichte eine allmähliche Inbetriebnahme lange vor Vollendung sämtlicher Arbeiten. Gegen die Via Aemilia zu liegt das Land bis zu 40 m höher als die Niederung am Reno; es ist fruchtbarster Ackerboden. Eine Verbesserung durch Entwässerung wäre dort nicht nötig gewesen; da aber bei jedem starken Regen das Wasser nach den tieferen Lagen abfloß und dort stehenblieb, mußte man auch das ganze höhere Gebiet in die Bonifica einbeziehen, um ihm eine gesonderte Entwässerung zu geben, die mit natürlichem Gefälle zum Reno führt, ohne mit dem tieferen Lande in Berührung zu kommen. Links des Idice, des größten Flusses, der das Gebiet der Bonifica durchquert, sammelt sich das Wasser des höheren Gebiets im „Canale Botte“, der dem Reno parallel läuft und ihm in der Nähe von Argenta zufließt. Auch das höherliegende Land rechts des Idice erhielt sein besonderes Kanalnetz, das durch den „Canale Garda“ sein Wasser nach dem Reno bringt. Selbstverständlich werden diese Kanäle an ihrer Mündung durch die üblichen Schleusen geschützt. Alles übrige Land liegt so tief, daß das Wasser aus seinem Kanalnetz durch Pumpen entleert werden muß, wenn der Reno hoch steht. Links des Idice sammeln sich die Kanäle im „Canale Lorgana“, um dem Pumpwerk Saiarino zuzufließen, rechts des Idice im „Canale Menata“, der im Pumpwerk Vallesanta endigt. Früher wollte man die Flüsse, die das Gebiet der Bonifica durchqueren, gar nicht in deren Arbeiten einbeziehen; es klingt das sehr sonderbar, wenn man bedenkt, daß gerade diese Flüsse viel zur Versumpfung des Landes beigetragen hatten. Man hatte sich wohl auf verschiedene Art zu helfen gesucht; für den Savena hatte man vor seiner Mündung bei der Ortschaft Gandazzolo einen eingedämmten Ausgleichbehälter geschaffen, der bei geschlossener Schleuse das Hochwasser während einiger Tage aufnehmen konnte, um es dann, wenn der

Reno wieder zurückgegangen war, abzugeben. Das Becken arbeitete befriedigend, bis mit der Zeit der Reno sein Bett so erhöht hatte, daß seine Sohle höher lag als der höchste Wasserstand im Becken. In Wirklichkeit hatte also dieser Savena, ebenso wie der etwas oberhalb dem Reno zufließende Navile überhaupt keinen Abfluß. Im Sommer wurde das Wasser, lange bevor es die Mündung erreichen konnte, zur Bewässerung der Felder abgeleitet; im Winter jedoch, wenn die Niederung schon das Regenwasser nicht loswerden konnte, kamen die Fluten des Flusses daher, um das Unheil noch zu verschlimmern. Ähnlich lagen die Dinge bei dem noch größeren Idice; sein Hochwasser floß in ein riesiges Becken, das sich bei etwa 3 km Breite 18 km längs des Flusses hinzog. Dort blieb es stehen und konnte nur langsam durch eine kleine Schleuse zum Reno abfließen. Eine eigentliche Mündung hatte also auch dieser Idice nicht. Die Regelung dieser Flüsse bildete in der Folge einen wesentlichen Teil der Bonifica. Sie sollten aber nicht mit den Kanalnetzen in Berührung kommen, erhielten daher eigene Dämme und geregelte Ausmündungen nach dem Reno. Navile und Savena werden dabei durch einen Kanal zu einem einzigen Flußlauf verbunden. Abb. 6 gibt eine Übersicht der Kanalnetze.

Das Konsortium hat sämtliche Kanäle in eigener Verwaltung ausgeführt, ebenso einen Teil der Kunstbauten; es verfügte über eigene Ziegeleien und Kiesgruben, über große mechanische Werkstätten und eine ausgedehnte Transportbahn. Für schwierigere Kunstbauten wurden in der Regel Spezialfirmen zugezogen; darunter die Società Costruzioni e Fondazioni, die die nachstehend beschriebenen Bauwerke ausführte.

Durchlaß unter dem Savena. Der alte Wasserlauf Lorgana war schon bei einer der früher ausgeführten kleineren Entwässerungsarbeiten als Sammelkanal benutzt und unter dem Savena durchgeführt worden. Es bestand ein aus dem Jahre 1886 stammender, in Mauerwerk hergestellter Durchlaß von 28 m Länge, mit einer einzigen Durchflußöffnung von etwa 30 m², überdeckt durch ein flaches Gewölbe von 8 m l. W. Bei der neuen Regelung, als der Savena noch den Zufluß des Navile erhielt, mußten sein Bett verbreitert und die Dämme erhöht werden. Gleichzeitig wurde der Lorgana zum Hauptsammler erhoben; die Durchflußfläche genügte zwar noch, aber die Länge des Durchlasses mußte um etwa 40 m vergrößert werden. Dem neuen Gewölbe gab man Halbkreisform, um dadurch die Höhe der darüberliegenden Aufschüttung zu verringern und den Schub herunterzusetzen. Etwa 3 m über der Sohle verankerte man das Gewölbe in Eisenbetonpfählen. Man umging dadurch die durch den Wasserstand im Kanal gegebenen Schwierigkeiten und führte die Seitenwände später durch geschütteten Beton aus. In Abb. 7, die eine Übersicht des Bauwerks gibt, sind auch die Bodenverhältnisse angegeben; sie entsprechen den dort meistens vorkommenden. Die Tragfähigkeit der oberen Lehmschichten trügt; es ist dort in der Nähe vorgekommen, daß Holzpfähle beim Rammen zersplitterten, aber gleichzeitig frischgeschüttete Dämme über Nacht bis zum Verschwinden einsackten. Es ist das auf ein Zusammendrücken der in der Tiefe von mehreren Metern liegenden Torfschicht zurückzuführen. Bei diesem Durchlaß führte man die Pfähle bis auf den unterhalb der Torfschicht liegenden Sand hinunter, was Pfähle von 7 m ergab, im ganzen 197 Stück.

Durchlaß bei Gandazzolo zur Unterführung des „Canale Gandazzolo“ unter dem Savena, etwa 2 km unterhalb des vorhin genannten Bauwerks. Abb. 8 gibt eine Übersichtszeichnung. Die Konstruktion besteht aus einem durch Rippen verstärkten Rahmen. Die gesamte Länge von 55 m wird durch zwei Fugen unterteilt, weil infolge der stark wechselnden Belastung ungleiche Setzungen zu erwarten waren. Während das Gewicht unter dem Damm gleichbleibt, kommen unter dem mittleren Teil je nach dem Wasserstande starke und rasch eintretende Schwankungen vor. Auch die Flügelmauern sind durch Fugen abgetrennt. Die Bodenverhältnisse sind von den vorhin erwähnten nicht stark verschieden. Eine Proberammung hatte gezeigt, daß erst auf Kote 6 mit der nötigen Tragfähigkeit zu rechnen war; auch hier wurde die Lage durch eine Torfschicht erschwert. Da man sie durchrammen mußte, ergaben sich Pfähle von 11 m Länge des leichteren Profils. Im ganzen wurden für den Durchlaß samt Flügelmauern 220 Pfähle gerammt. Abb. 9 zeigt das fertige Bauwerk vor Anschüttung der Dämme.

Durchlaß für den Canale Lorgana. Dieser Durchlaß geht unter dem Namen „Botte del Vescovo“ (Durchlaß des Bischofs). Er hat die Aufgabe, den Canale Lorgana unter einem Kanal des höheren Netzes durchzuführen. Wie bei keiner anderen Ausführung kam hier die ganze Tücke des Bodens zum Ausdruck und lehrte, daß in jener Gegend eine Gründung auf Pfählen weit mehr zu bedeuten hat, als nur die nötige Sicherheit gegen Setzungen zu geben. Das Bauwerk hat eine interessante Vorgeschichte. Das Konsortium hatte schon im Jahre 1916 durch eine Bauunternehmung aus der dortigen Gegend einen Entwurf aufstellen lassen und ihr auch den Auftrag für die Ausführung erteilt. Es war ein Durchlaß vorgesehen mit zwei Öffnungen zu rd. 5 m l. W., in der Mitte mit etwa 2,50 m l. H. Die Konstruktion, die den darüberliegenden Kanal mit seinen 6 m hohen Dämmen und 5 m Wassertiefe zu tragen hatte, war als flaches Gewölbe vorgesehen, an den Außenseiten der Wände durch kräftige Strebepfeiler gestützt. Es war eine nicht recht glückliche Lösung, die der Eigenart des Eisenbetons nicht gerecht wurde. Die

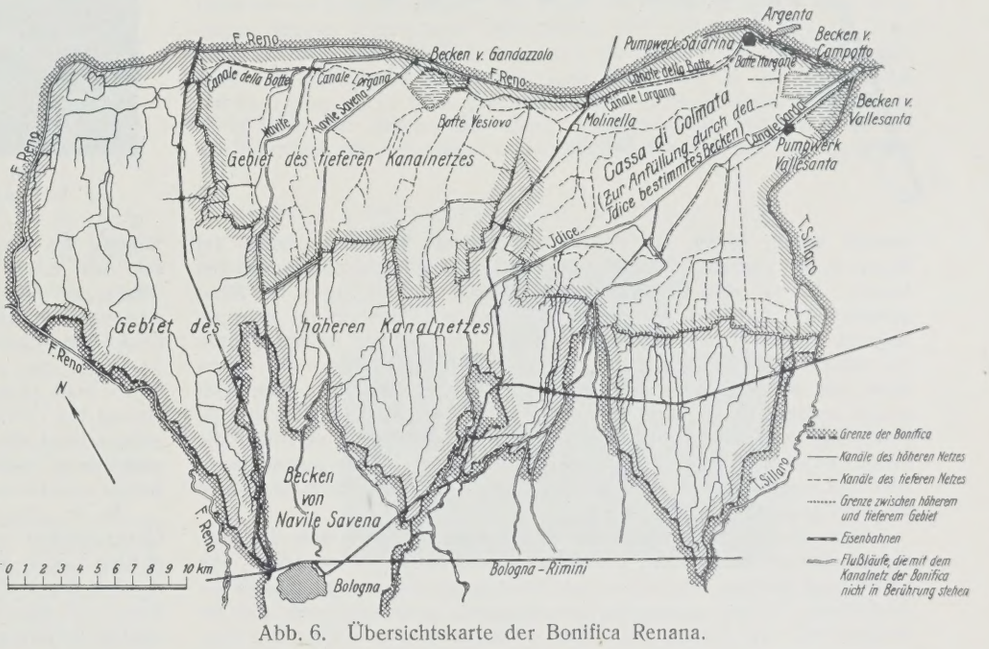


Abb. 6. Übersichtskarte der Bonifica Renana.

Gründung sollte mit etwa 400 Pfählen von 5 m Länge ausgeführt werden, und zwar durch an Ort und Stelle im Boden selbst hergestellte Betonpfähle, nach einer Bauart, die anderswo schon sehr viel angewendet worden war und befriedigende Ergebnisse gezeigt hatte. Der Boden bestand zunächst aus einer zähen Lehmschicht, der in etwa 2,50 m Tiefe unter der Kanalsohle eine Torfschicht, allerdings in der ungewöhnlichen Stärke von 2 bis 2,50 m folgte, darauf wieder zäher, teilweise mit Sand vermischter Lehm. Die Kanalsohle kam etwa 6,50 m unter das Gelände zu liegen. Die ganze Arbeit mußte im Einschnitt ausgeführt werden. Der Aushub geschah, obwohl Rutschungen warnten, mit flachen unversteiften Böschungen. Für die Fundamentplatte samt deren Rücksprüngen zwischen den Strebepfeilern geschah der Aushub sogar lotrecht, ohne Versteifungen. Man rechnete damit, die Arbeiten noch in der trockenen Jahreszeit durchführen zu können. Der Aushub war schon beendet, ebenso waren die meisten Pfähle fertiggestellt, als Regen den Boden aufweichte. Die Torfschicht saugte dabei viel Wasser auf und wurde wieder weich. Die Böschungen, die teilweise noch durch das ausgehobene Erdreich beschwert

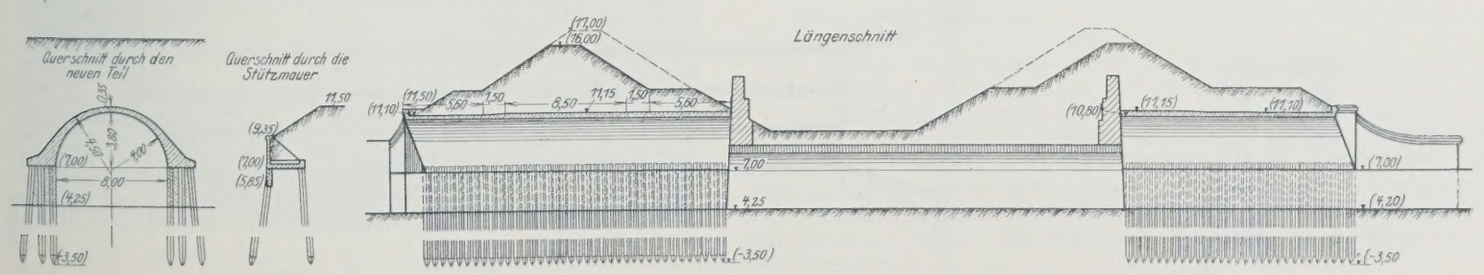


Abb. 7. Bonifica Renana. Durchlaß unter dem Savena.

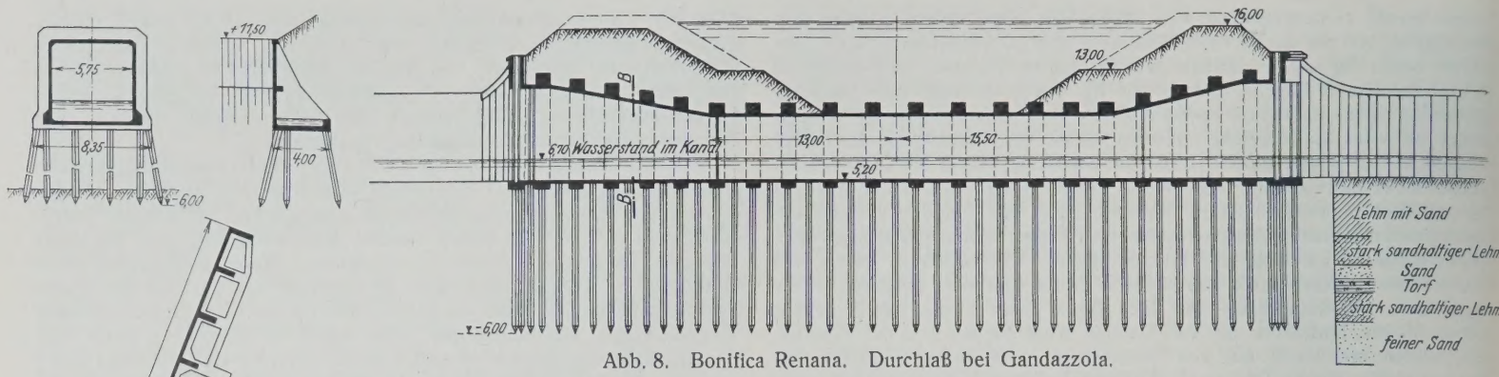
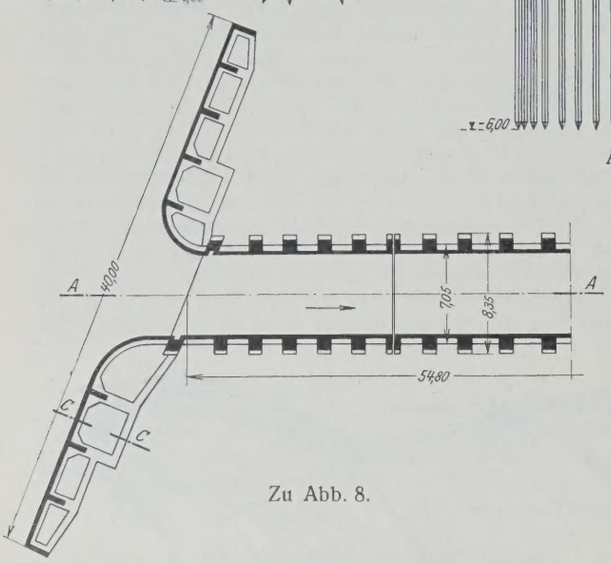


Abb. 8. Bonifica Renana. Durchlaß bei Gandazzola.



Zu Abb. 8.

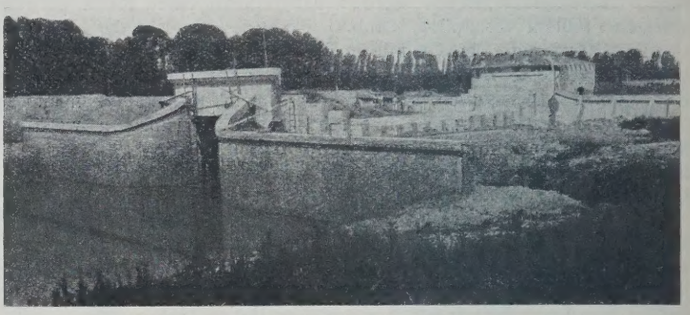


Abb. 9. Bonifica Renana. Durchlaß bei Gandazzolo. Fertiges Bauwerk vor Anschüttung der Dämme.

worden waren, kamen aus dem Gleichgewicht, weil dem Schub der Masse in der Torfschicht keine genügende Reibung mehr entgegenwirken konnte. Es trat eine Verschiebung der Masse ein, die gegen die Mitte gedrückt und dort noch hochgehoben wurde, wie wenn sie auf einer gebogenen Fläche gleiten würde. Die Pfähle der äußeren Reihen wurden mit verschoben und abgeschert, einzelne zwei- und dreimal. Es waren wohl, um die Pfahlköpfe mit der Grundplatte zu verbinden, Eisen eingelegt worden; da sie aber nur in den Köpfen steckten, konnten sie die Zerstörung der Pfähle nicht hindern. Bei ihrer großen Reibung wären die Pfähle wohl in der Lage gewesen, die lotrechten Lasten aufzunehmen, aber den wagerechten Kräften der ins Gleiten geratenen Erdmasse waren sie nicht gewachsen.

Nach diesen Erfahrungen hatte die Bauherrschaft nicht mehr den Mut, die zerstörten Pfähle durch andere derselben Bauart zu ersetzen. Die Sache blieb längere Zeit liegen; schließlich kam es dazu, daß die mit der Ausführung betraut gewesene Unternehmung ganz ausschied und im Sommer 1921 die Società Costruzioni e Fondazioni den Auftrag zur Ausführung des Durchlasses nach ihrem neuen Entwurf erhielt. Zunächst sah man einen einfacheren und doch steiferen Querschnitt vor; man wählte drei Öffnungen zu 2,35 m lichter Weite bei 3 m geringster Höhe; also einen vierstieligen Rahmen, der trotz geringen Materialaufwandes große Widerstandsfähigkeit hatte. Die seitlichen Rippen fielen ganz weg. So konnte man mit einer Breite von nur 9 m auskommen, während man früher dazu 13 m benötigt hatte. Das bedeutete eine wesentliche Entlastung der Gründung. Dazu kam eine günstigere Verteilung der Pfähle; entsprechend den vier Wänden wurden nunmehr die Pfähle in vier Reihen angeordnet, wodurch es gelang, wenigstens einigermaßen den noch im Boden steckenden Stümpfen der alten Pfähle auszuweichen.

Es ist selbstverständlich, daß man sich für die bei so vielen früheren Gelegenheiten bewährten Eisenbetonpfähle entschloß, die auch wagerechten Lasten widerstehen können. Eine Verankerung der Pfahlspitzen in einer tragfähigen Schicht war unerläßlich; man mußte die Pfähle bis Kote = 10 führen, was zu Längen von durchschnittlich 11 m führte. Als mittlere Belastung wurden nur 22 t für einen Pfahl vorgesehen. Abb. 10

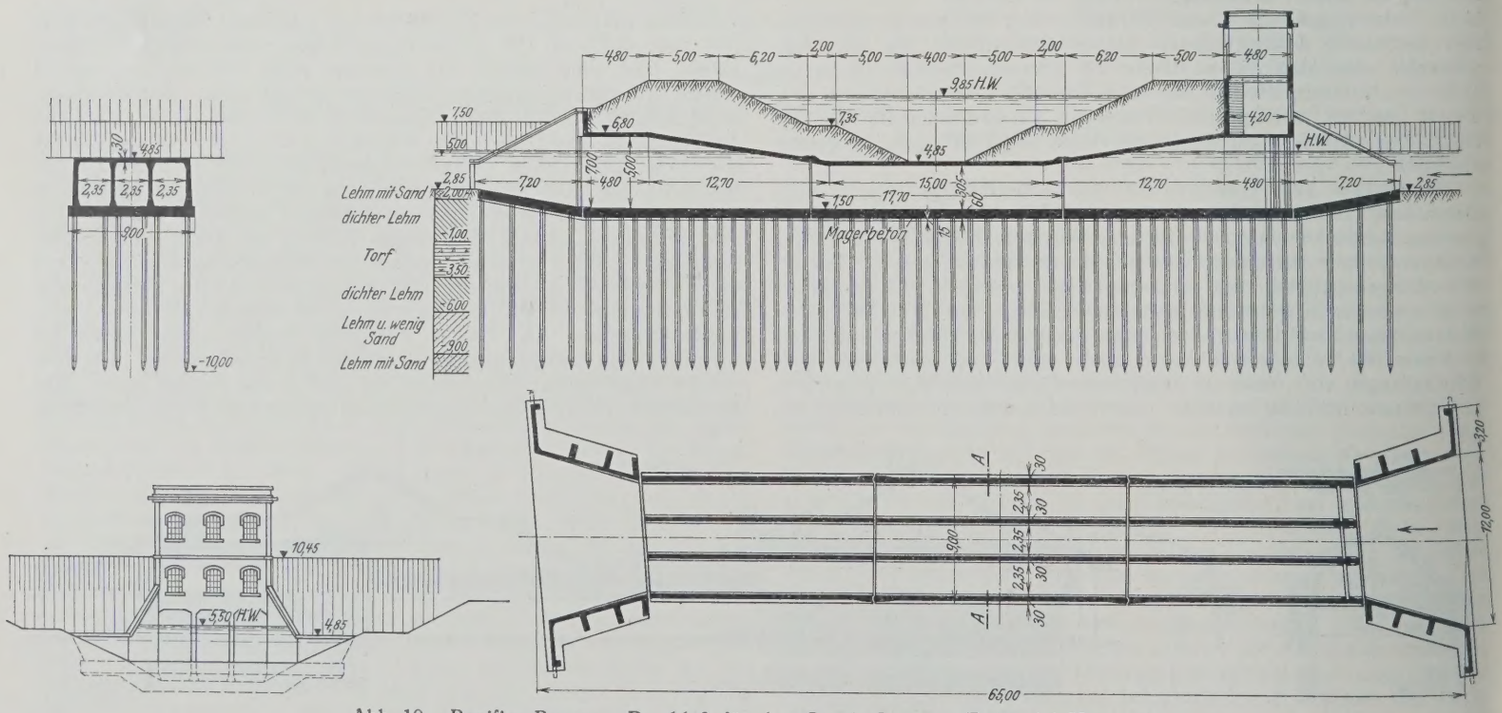


Abb. 10. Bonifica Renana. Durchlaß für den Canale Lorgana (Botte del Vescovo).

gibt die zur Erläuterung dienenden Übersichtszeichnungen. In Abb. 11 sind zum Vergleich auch ungefähre Angaben über den ersten verunglückten Entwurf enthalten.

Die ganze Länge des Durchlasses beträgt rd. 50 m; auch hier wurden zwei Fugen angeordnet. Dem Ein- bezw. Auslauf ist jeweils noch ein Stück vorgelagert, das auf gemeinsamer Bodenplatte die Flügelmauern enthält. An den Fugen wurde der Querschnitt der Decken und Wände jeweils verstärkt, um selbst im Falle einer Senkung nur eines Teils kein Klaffen der Öffnung eintreten zu lassen. Der Einlauf kann durch Schütze abgeschlossen werden, zu deren Aufnahme und Bedienung ein zweistöckiger Aufbau vorgesehen ist.

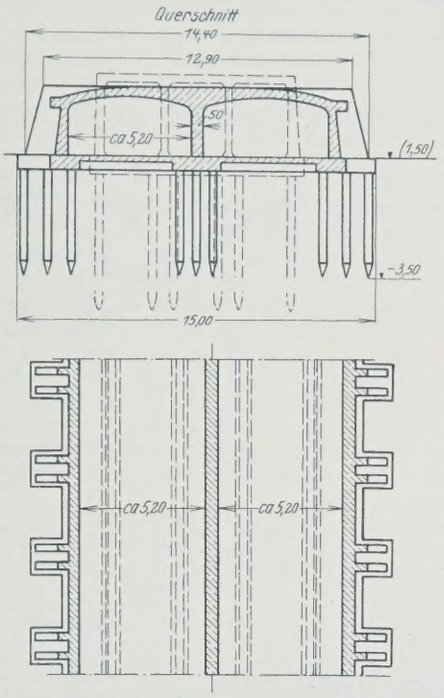


Abb. 11. Bonifica Renana. Durchlaß für den Canale Lorgana (Botte del Vescovo). Skizze des zerstörten Bauwerks. Die spätere Ausführung ist gestrichelt eingetragen.

Die Ausführung der Gründung erforderte große Vorsicht, weil die Böschungen immer noch mit Nachrutschen drohten. Durch die Trennungsfugen ergab sich eine Teilung der Grundplatte in fünf Stücke; jedes davon wurde durch eine kräftig versteifte Spundwand vollständig umschlossen, die bei einer Höhe von 5 bis 6 m noch unter jene verhängnisvolle Torfschicht reichte. Den Aushub gleichzeitig auf die ganze Länge zu machen, erschien nicht ratsam, weshalb man im ersten und dritten Felde die Arbeit fortführte, bis die Platte betoniert war, und erst dann im dazwischenliegenden Felde begann. Die Rammung der Pfähle geschah von einem Unterwagen aus, der sich auf den auf die Holme der Spundwände gelegten Schienen in Längsrichtung bewegen konnte, während die Ramme auf dem Wagen die nötige Bewegung in Querrichtung ausführen konnte.

Die Belastung der Pfähle mit 22 t war knapp bemessen; während der Ausführung zeigte sich mehrfach, daß die vertraglich verlangte Tragfähigkeit nicht vorhanden war, weshalb Ersatzpfähle gerammt werden mußten. Aus den 348 Pfählen des Entwurfs wurden schließlich deren 422. Wie bei diesen Arbeiten üblich, wird die Tragfähigkeit der Pfähle nach der Brixschen Formel bestimmt. Obwohl sie kaum ein richtiges Bild über die wirkliche Tragfähigkeit gibt, ist sie insofern brauchbar, als sie für eine und dieselbe Baustelle, wo also die Bodenverhältnisse, Gewicht der Pfähle und des Rammbären dieselben sind, einen Vergleich zwischen den einzelnen Pfählen zuläßt. In die Bauverträge wird die Prüfung eines jeden Pfahles nach genannter Formel aufgenommen, um gegebenenfalls sofort entscheiden zu können, ob Ersatzpfähle zu rammen sind oder nicht. Bei der geringen Widerstandsfähigkeit jener Böden ist es schlechterdings unmöglich, den Unternehmer von vornherein auf eine bestimmte Anzahl von Pfählen zu verpflichten, weshalb nötig werdende Vermehrungen oder Verlängerungen der Pfähle besonders vergütet werden.

Im Betriebe hat sich das Bauwerk bewährt; Setzungen sind nicht vorgekommen. Dagegen hat sich eine starke Verschiebung der äußersten Teile mit den Fugen gezeigt, und zwar in der Längsrichtung nach auswärts. Am Auslauf öffnete sich die Fuge um etwa 9 cm, an der Einlaufstelle etwas weniger. Es sind ausgesprochen wagerechte Verschiebungen; sie sind auf den Schub des Dammes zurückzuführen, der sich durch die Stützmauern auf die Grundplatte übertrug; einen nennenswerten Widerstand fanden weder die Platten noch die Pfahlköpfe, da man annehmen kann, daß die Pfahlspitzen sich nicht verschieben konnten; weil sie in einer festen Schicht steckten, muß man die Bewegung der Köpfe als elastische Verbiegung des Pfahles ansehen. Ähnliche Erscheinungen sind auch anderswo beobachtet worden, so deutlich wie hier allerdings kaum mehr. Wie kein anderer Fall zeigt dieser Bau, daß in derartigen Böden nur ein Pfahl, der auch über eine große Biegungsfestigkeit verfügt, sicher ist. Abb. 12 zeigt das Bauwerk während der Entstehung, Abb. 13 den Einlauf nach Anschüttung der Dämme.

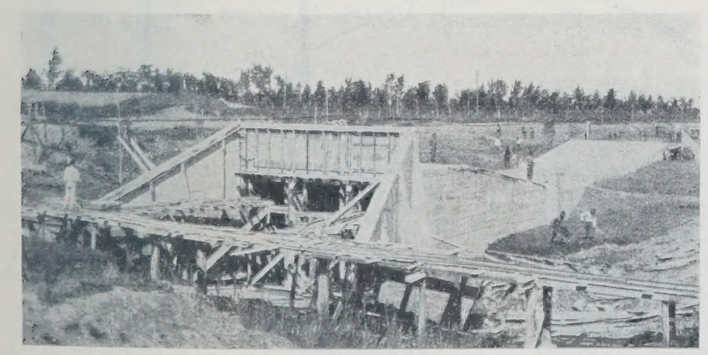


Abb. 12. Bonifica Renana. Durchlaß für den Canale Lorgana (Botte del Vescovo).

Dücker bei Morgone. Ein Bauwerk ganz anderer Art ist der Dücker, der bei der Ortschaft Morgone unter dem Canale Botte entstand. Hier handelte es sich darum, einen untergeordneten Wasserlauf mit höchstens 3 m³/Sek. Wasser unter dem Kanal durchzuführen. Dort in der Niederung am Unterlauf des Reno sind die Bodenverhältnisse die denkbar schlechtesten. Eine unnachgiebige Gründung hätte Kosten verursacht, die zu dem geringen Umfange des Bauwerks in keinem Verhältnis standen. Man verzichtete daher ganz darauf und richtete sich so ein, daß recht erhebliche Setzungen eintreten konnten, ohne den Bestand und Betrieb des Bauwerks zu beeinträchtigen. Der Dücker besteht aus mehreren 8 bis 11 m langen Rohren rechteckigen Querschnitts mit 1,40 × 1,50 m l. W. Die Stöße werden durch Muffen überdeckt, die gleichzeitig den Enden der Rohre als Auflager dienen. Jedes Rohr kann sich in der Muffe selbständig bewegen; es kann sich in lotrechter Richtung drehen und gleichzeitig auch eine gewisse Bewegung in Längsrichtung ausführen. Wenn ein Rohrstück von 8 m Länge an einem Ende festgehalten wird, kann das

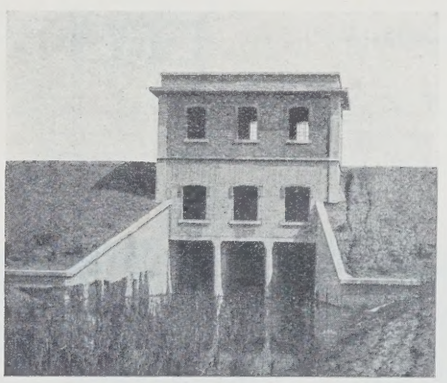


Abb. 13. Bonifica Renana. Durchlaß für den Canale Lorgana (Botte del Vescovo). Fertiges Bauwerk.

andere Ende sich um etwa 1,60 m senken, ohne daß im Gelenk Zwängungen entstehen, ohne daß ein Klaffen der Fuge entsteht; eine so weitgehende Senkung eines einzelnen Punktes ist allerdings nicht zu erwarten.

Rohrstücke und Muffen wurden an Ort und Stelle in Eisenbeton ausgeführt. Alle aufeinanderliegenden Flächen wurden, um die Reibung zu vermindern, mit verzinktem Eisenblech verkleidet; die Fugen wurden durch Teerstricke gedichtet und mit Lehm verstrichen. Die Flügelmauern erhielten die gewohnte Form; ihre Gründung geschah durch Holzpfähle, was bei dem ständig vorhandenen hohen Grundwasser unbedenklich geschehen konnte. Ein Einsteigeschacht ermöglicht den Zugang auch bei geschlossenen Eingängen. Abb. 14 gibt die Übersichtszeichnung, Abb. 15 das fertige Bauwerk vor der Dammschüttung.

Brücken.

Die Anlage des ausgedehnten Kanalnetzes einer Bonifica macht zahlreiche Brücken notwendig. Wenn es sich um Bauwerke von geringen Abmessungen handelt, werden vielfach Gewölbe in Mauerwerk ausgeführt; bei bedeutenderen Brücken zieht man den Eisenbeton vor.

Von der Società Costruzioni e Fondazioni ausgeführten Brücken ist zunächst ausgeführt eine Eisenbahnbrücke bei Molinella, über den Canale Lorgana, eine Doppelbrücke, die für eine normalspurige Bahn und die Transportbahn des Konsortiums dient (Abb. 16).[1])

In derselben Zone der Bonifica, zwischen Molinella und Saiarino, hat ferner die genannte Firma vier Paare von Brücken ausgeführt, Straßenbrücken über die beiden in geringer Entfernung parallel nebeneinanderlaufenden Kanäle „Botte“ und „Lorgana“. Die Bauart ist bei allen dieselbe; es sind leichte Balkenbrücken mit über mehreren Öffnungen durchlaufenden Trägern, mit schmalen, glatten Wänden als Zwischen-

[1]) Vergl. „Der Bauingenieur“ 1927, Heft 20.

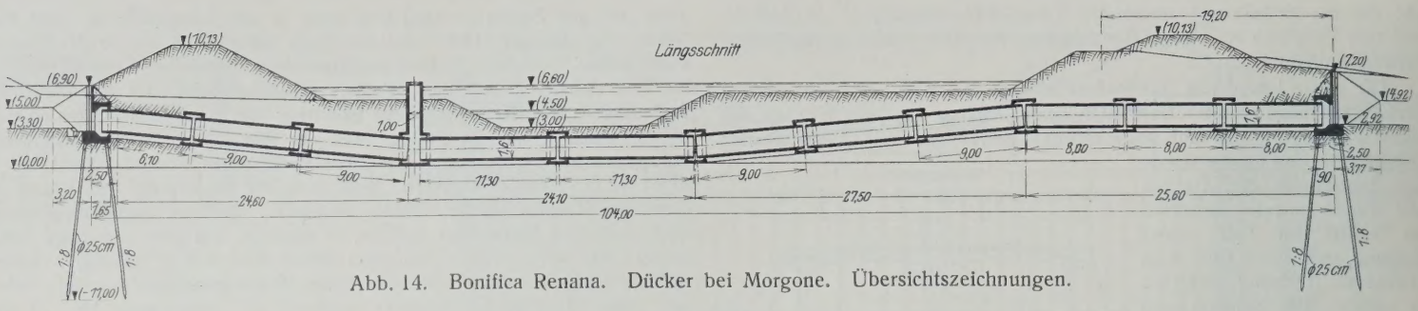
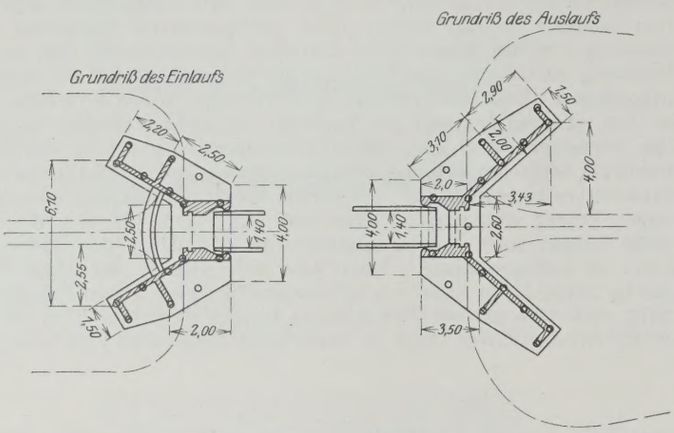
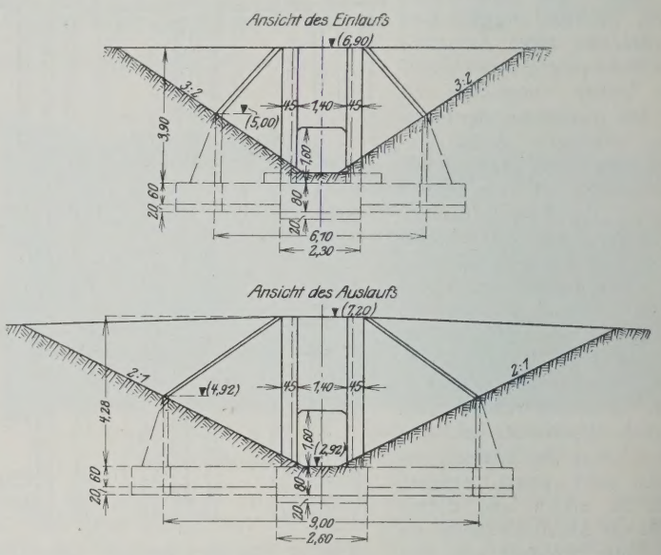


Abb. 14. Bonifica Renana. Dücker bei Morgone. Übersichtszeichnungen.





Zu Abb. 14.

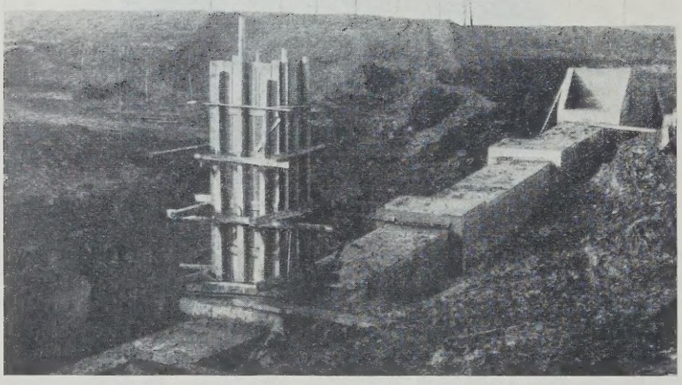


Abb. 15. Bonifica Renana. Dücker bei Morgone. Aufnahme des fertigen Bauwerks vor der Dammschüttung.

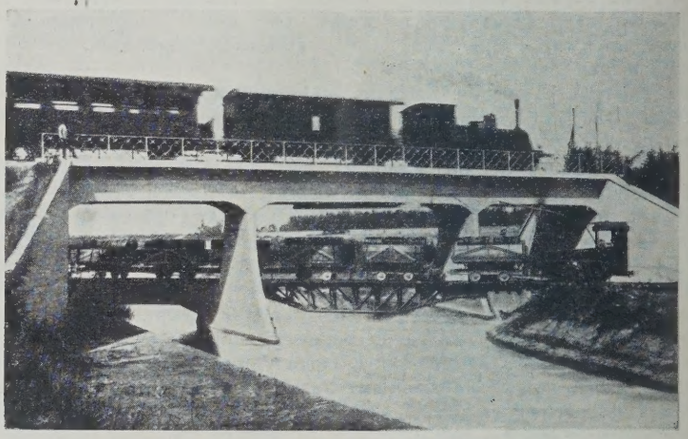


Abb. 16. Bonifica Renana. Eisenbahnbrücke über den Canale Lorgana bei Molinella.

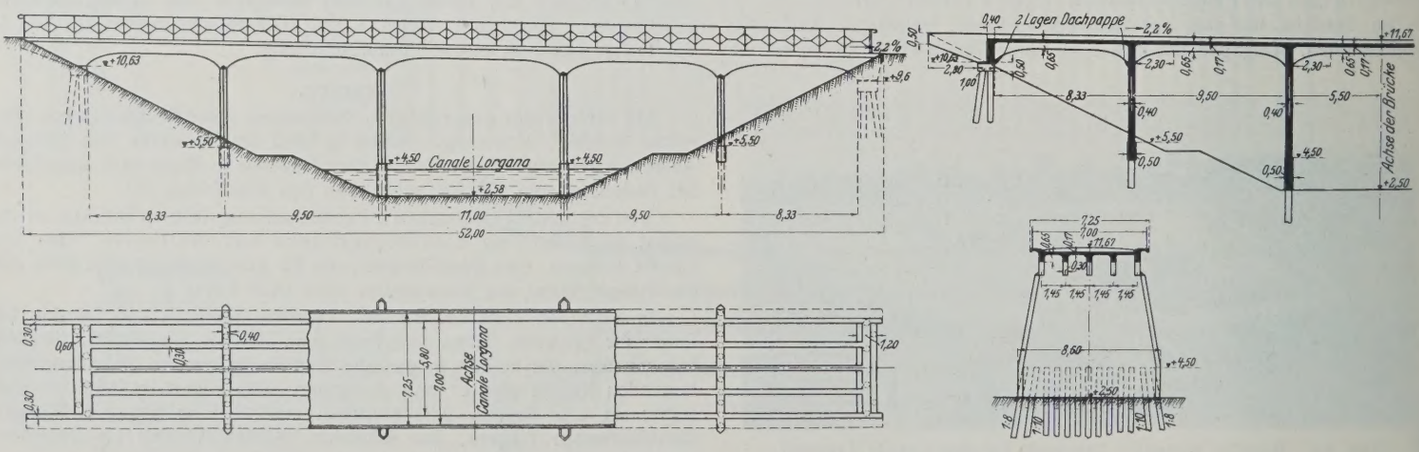


Abb. 17. Bonifica Renana. Straßenbrücke über den Canale Lorgana.

pfeilern; alle auf Eisenbetonpfähle gegründet. Gewölbe mit Schub waren wegen der schwierigen Bodenverhältnisse ausgeschlossen. In den Kanälen war auf keine Schiffahrt Rücksicht zu nehmen; die Geschwindigkeit des Wassers ist gering, so daß die Zwischenpfeiler nicht stören konnten. Diese Konstruktionen sind die billigsten Lösungen und sehen auch gefällig aus. Daß hier durchlaufende Träger zur Ausführung kommen konnten, ist nicht selbstverständlich, da hierzulande gegen statisch unbestimmte Systeme noch eine gewisse Zurückhaltung herrscht, die zur Bevorzugung einfacher Balkenbrücken führt; allerdings sieht man darunter vielfach Lösungen, die bei zu großer Stützweite ungeheuer starke Abmessungen haben und dadurch teuer werden. Was mit durchlaufenden Balken erreicht werden kann, ist bei unsern Brücken über die Kanäle gezeigt worden. Die Befürchtung, daß bei den schlechten Untergrundverhältnissen Setzungen und damit Risse eintreten müssen, ist nicht eingetroffen. Eine gewisse Nachgiebigkeit infolge der Schlankheit der Träger und Pfeiler war sicher günstig. Da auch die Pfähle gewisse elastische Drehungen mitmachen können, entsteht am Pfeilerfuß eine Auflagerung, die einem Gelenk ähnlich kommt. Eine dieser Brücken ist durch die Übersichtszeichnungen Abb. 17 dargestellt, von einer weiteren vermag ein Lichtbild, Abb. 18, einen Eindruck zu geben. Ein außergewöhnlicher Fall einer Rissebildung sei erwähnt, weil auch hier sich gezeigt hat, daß Pfähle, die an sich genügend Standfestigkeit hätten, sich setzen, wenn sie Bewegungen der ganzen Schichten, in denen sie stecken, mitmachen müssen. Die betreffende Brücke (Ponte Cardinala) sollte an einen Damm anschließen, der etwa 4 m über dem Gelände liegt. Der Einschnitt

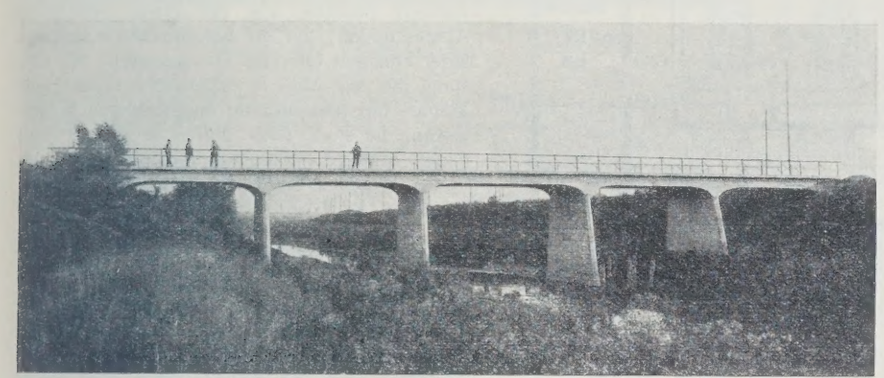


Abb. 18. Bonifica Renana. Straßenbrücke über den Canale Lorgana.

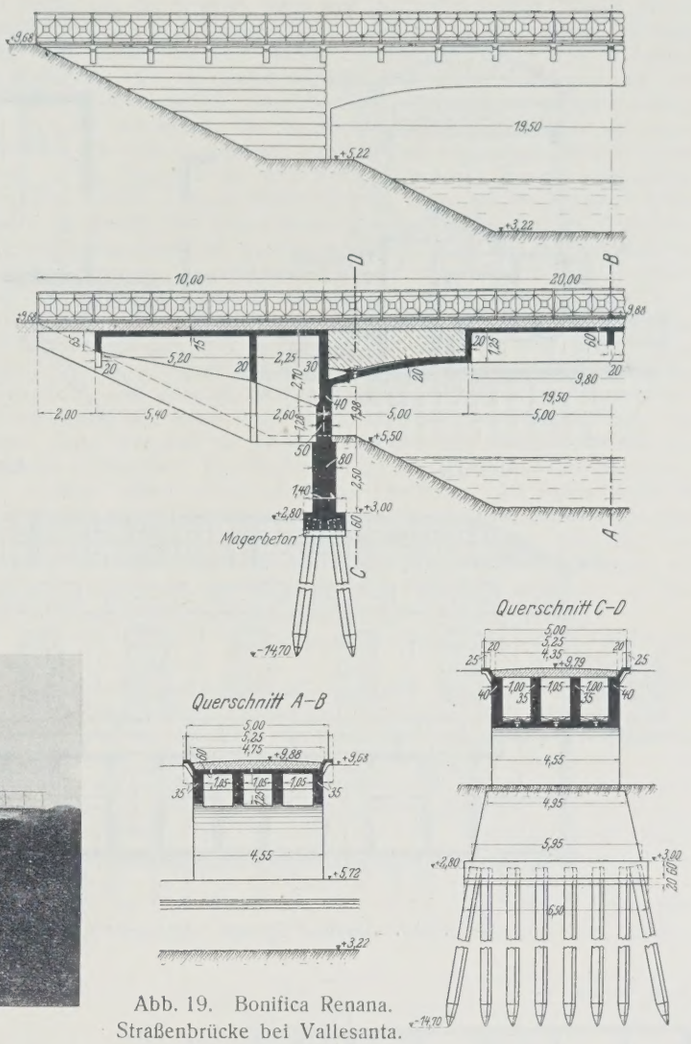


Abb. 19. Bonifica Renana. Straßenbrücke bei Vallesanta.

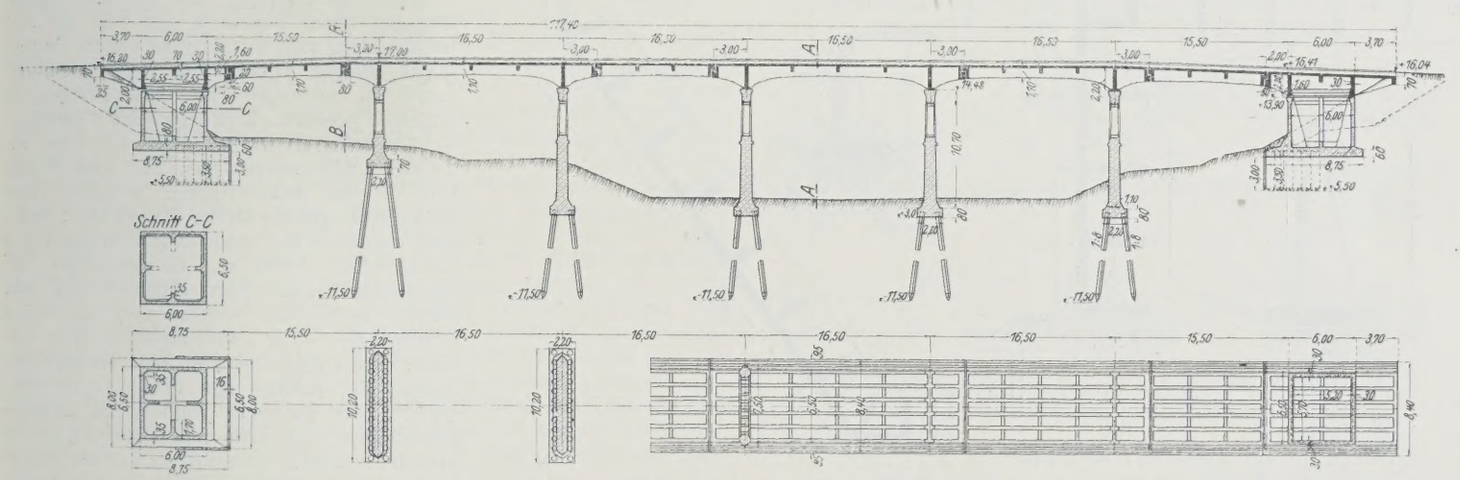
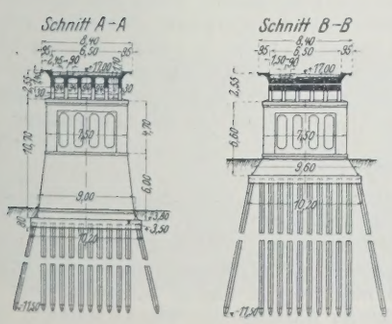


Abb. 20. Bonifica Renana. Straßenbrücke über den Reno bei Argenta.



Zu Abb. 20.

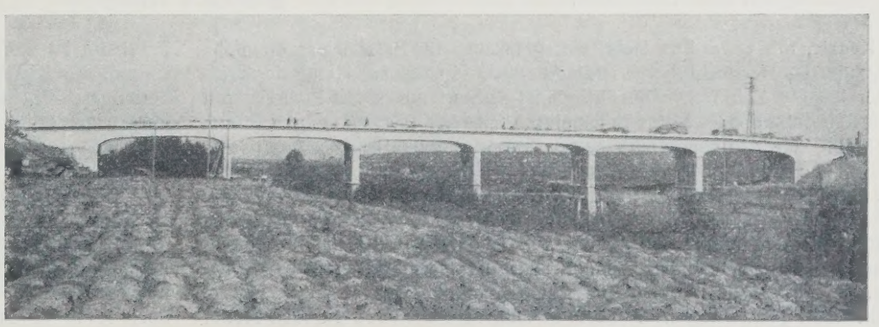


Abb. 21. Bonifica Renana. Straßenbrücke über den Reno bei Argenta.

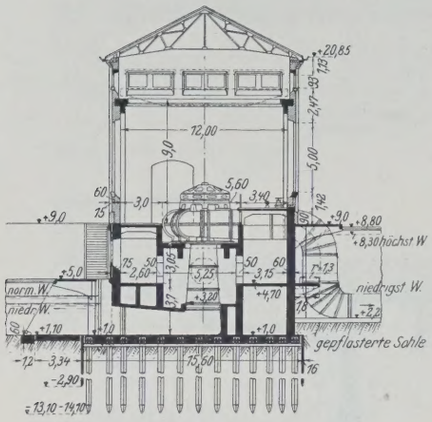


Abb. 22.

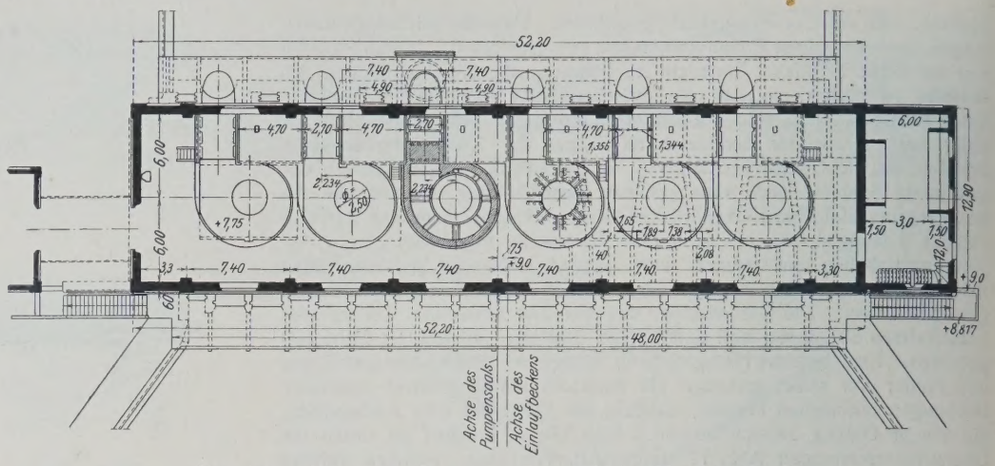


Abb. 22a. Pumpwerk Saiarino. Grundriß des Maschinensaals.

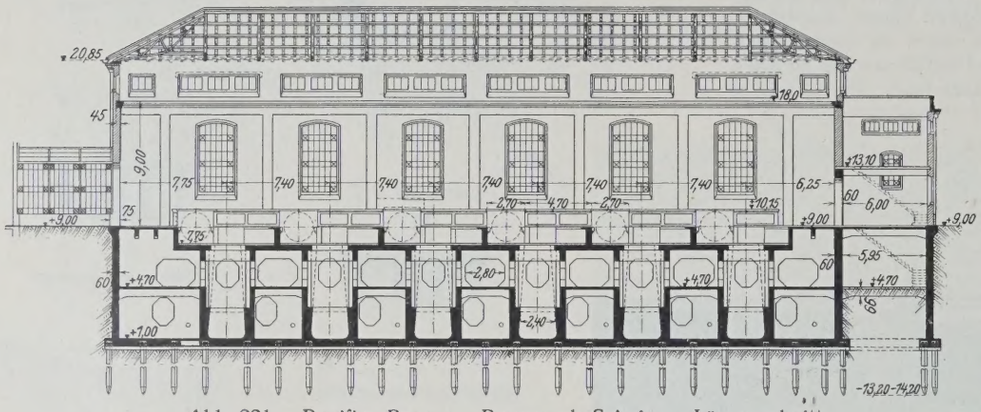


Abb. 22b. Bonifica Renana. Pumpwerk Saiarino. Längenschnitt.

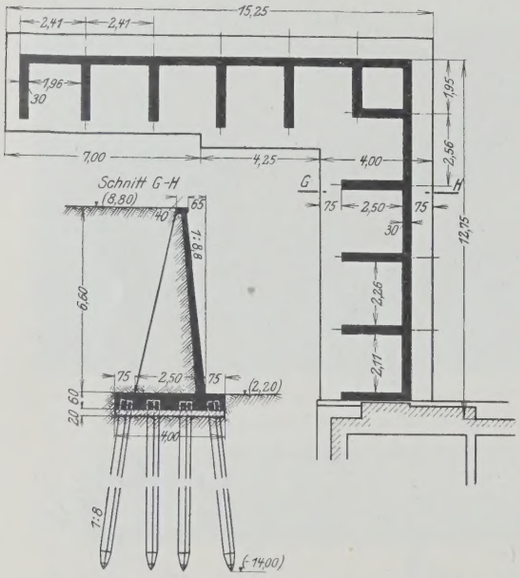


Abb. 22c. Pumpwerk Saiarino. Stützmauer gegen den Ablaufkanal.

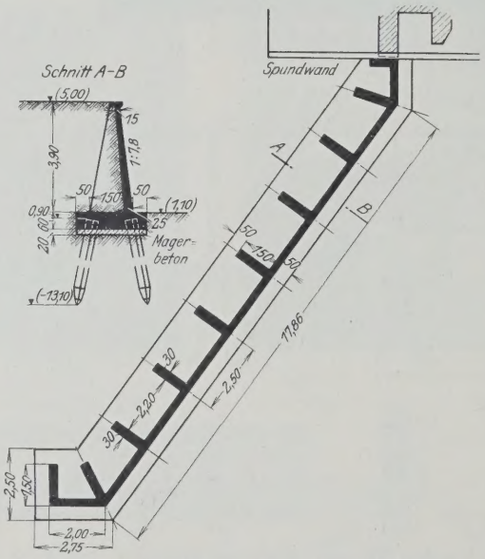


Abb. 22d. Pumpwerk Saiarino. Stützmauer gegen den Zulaufkanal.

des Kanals, mit etwa 4 m Tiefe, war gemacht, die Brücke war ebenfalls fertig; da die Herstellung des Dammes sich verzögerte, stand der Endpfeiler längere Zeit frei. Die Gründung bestand aus sechs Pfählen, von denen ein jeder bei voller Belastung höchstens 10 t zu tragen hatte. Die Pfähle der Zwischenpfeiler hatten gut die doppelte Belastung. Als der Damm angeschüttet wurde, trat eine Senkung beider Widerlager ein. Eine Torfschicht war durch den Kanal seitlich angeschnitten worden. Unter der Last des Dammes trat eine gleitende Bewegung der ganzen darüberliegenden Masse ein, die die Pfähle mitzog. Bei den als durchgehende Balken ausgeführten Hauptträgern mußten über den zunächstliegenden Mittelstützen starke Zusatzmomente entstehen, denen der Querschnitt nicht gewachsen war. Je links und rechts der betreffenden Pfeiler entstanden Risse, die an der Oberkante bis zu 3 cm klafften.

Eine Straßenbrücke bei Vallesanta, rechts des Idice, zeigt eine andere Art der Ausführung. Das Konsortium legte Wert darauf, in einer Zone möglichst nur einen Typus auszuführen. In der Nähe bestanden schon mehrere Brücken, alle mit etwas geringeren Abmessungen, die die betreffenden Kanäle in einer einzigen Öffnung überspannten. Es entstand die aus Abb. 19 ersichtliche Form eines Trägers mit kastenförmig ausgebildeten Widerlagern, die stark nach hinten auskragen und gegen etwaige Setzungen unempfindlich sind.

Als letztes Bauwerk dieser Art ist noch eine Brücke über den Reno bei Argenta zu nennen, eine Balkenbrücke über sechs Öffnungen mit einer gesamten Länge von 116 m. Sie soll eine Hauptstraße mit starkem Verkehr über den Reno führen, unter anderem auch eine elektrische Kleinbahn. Die Bodenverhältnisse sind, wie in jener Gegend überall, schwierig. Für die Pfeiler durfte man damit rechnen, mit 15 m langen Pfählen eine sichere Gründung zu erreichen. Bei den Widerlagern hingegen traten Bedenken ein, weil die Anschlußrampen noch anzuschütten waren. Gerade solche Dämme hatten schon verschiedentlich Anlaß zu Setzungen der darunterliegenden Schichten gegeben. Senkungen der Widerlager wurden daher als möglich, vielleicht sogar als wahrscheinlich angenommen. Man verließ deshalb die bei neun Brücken bewährte Konstruktion der durchlaufenden Hauptträger; dabei ging allerdings der ausdrückliche Wunsch der Bauherrschaft weiter als der Vorschlag der Bauunternehmung. Das Ergebnis war ein statisch bestimmtes System nach Art eines Gerberträgers. Die Widerlager wurden als hohle Kasten vorgesehen, mit stark verbreiterter Bodenplatte, jedoch ohne Pfähle. Vor Herstellung der Fahrbahn wurden die Dämme angeschüttet und stark belastet, damit, wenn wirklich Setzungen eintreten, sie nur das Widerlager treffen. Wenn Senkungen eingetreten wären, was übrigens nicht der Fall war, hätte man nur nötig gehabt, einen Ausgleich in der Höhe der Widerlagerwände zu machen, um der Fahrbahn ihr Auflager in der geplanten Höhe zu geben. Um die Unterspülung der Grundplatte zu verhindern, wurde sie vorn und auf den Seiten bis zur Mitte durch eine 2,5 m hohe Spundwand aus Eisenbetonbohlen geschützt. Abb. 20 u. 21 geben Aufschluß über Einzelheiten.

Pumpwerk Saiarino.

Als bedeutendste Bauwerke der Renana sind noch die beiden Pumpwerke zu besprechen. Für das Gebiet links des Idice, liegt das Werk bei der Ortschaft Saiarino. Der Reno, der ein sehr großes Einzugsgebiet hat, zeigt starke Schwankungen in seiner Wasserführung. Im Sommer kann er Wochen und Monate lang trocken liegen, im Herbst aber und noch mehr im Frühjahr, wenn im Apennin der Schnee schmilzt, kann nach starken Niederschlägen plötzlich Hochwasser eintreten, das meistens

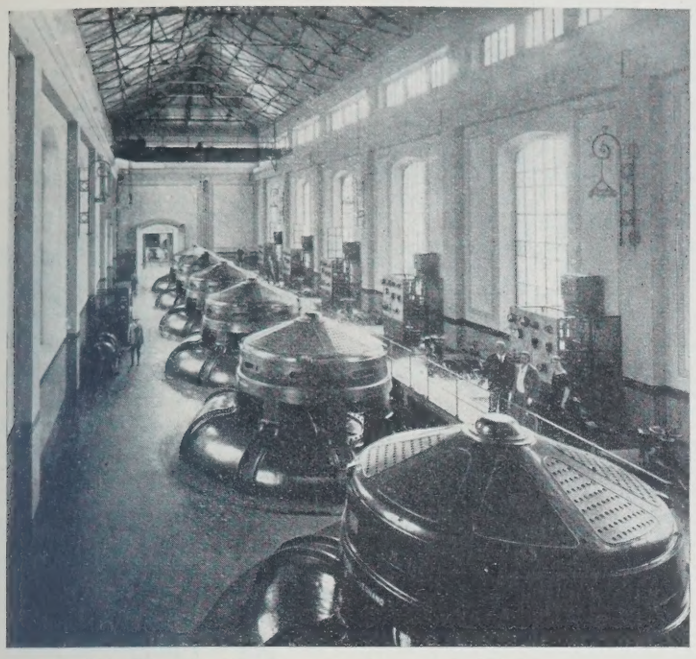


Abb. 23. Bonifica Renana. Pumpwerk Saiarino.
Inneres des Maschinensaals.

schon nach zwei bis drei Tagen zurückgeht. Da die Sammelkanäle oft gleichzeitig Hochwasser führen, müssen die Pumpwerke auch während der Hochwasserperioden, wenn die Schleusen gegen den Reno geschlossen sind, arbeiten können. Wir finden deshalb zwischen Pumpwerk und Reno ein großes Ausgleichbecken eingeschaltet, die „Cassa di Campotto", die das Wasser mehrere Tage lang aufspeichern kann. Das Becken hat auch den Zweck, den Pumpen ein gleichmäßiges Arbeiten zu ermöglichen. Der Wasserstand im Reno macht Schwankungen von über 10 m, in einer Stunde oft 80 bis 90 cm. Den Kreiselpumpen, die am vorteilhaftesten bei gleichbleibender Hubhöhe arbeiten, würde es schwer fallen, diesen raschen Wechseln zu folgen. Das Becken, im Winkel zwischen Reno und Idice, konnte deshalb reichlich groß angenommen werden; es mißt etwa 1000 ha, da es nur wenig wertvolles Land bedeckt. Das Flußbett des Reno liegt etwa 2,5 m unter den tiefsten zu entwässernden Grundstücken. Wenn sein Wasser niedrig steht, fließen daher die Kanäle von selbst ab. Die Pumpen brauchen nur bei Hochwasser zu arbeiten. Es sind deren sechs Gruppen vorhanden, von denen jede bei normalem Unterschiede der Wasserspiegel von 2,05 m 8,30 m^3/Sek. heben kann. Wenn die Hubhöhe bis zu 4,35 m steigt, kann jede Pumpe immer noch 6 m^3 bewältigen. Man hat mit Absicht die Leistungsfähigkeit der Pumpen ein gutes Stück höher genommen, als der stärkste Zufluß im Kanal erfordern würde. Die Kanäle können mehrere Stunden lang das Wasser aufspeichern, das dann während der Nacht, wenn billiger Strom zur Verfügung steht, gehoben werden kann. Man muß auch die Sicherheit haben, daß selbst bei vorübergehenden Störungen einzelner Pumpen die übrigen das Wasser bewältigen können, ohne daß Überschwemmungen entstehen. Die sechs Pumpen, von der Maschinenfabrik „Franco Tosi" in Legnano gebaut, sind mit dem Elektromotor von 480 PS gekuppelt, was eine erhebliche Ersparung an Platz bedeutet. Die elektrische Einrichtung wurde von der „Compagnia Generale di Elettricità" in Mailand geliefert. Das Pumpenhaus enthält im Obergeschoß des Hauptbaues nur den für die Pumpen bestimmten Raum. Sein Boden liegt auf gleicher Höhe wie der Damm, also über dem Hochwasser. Die Pumpen selbst sind auf einer um 2 m vertieften Decke aufgelagert, während ein erhöhter Steg zur Bedienung der Schalter über den Druckrohren liegt. Diese gehen unmittelbar nach dem Verlassen des Gebäudes in die lotrechte Richtung über und reichen bis zum Boden des Beckens; sie endigen in ovalen Mundstücken, die die Bewegung des austretenden Wassers auf ein Mindestmaß einschränken. Der Unterbau in Eisenbeton enthält unmittelbar über der Grundplatte die Saugkanäle, die sich nach innen verjüngen und durch ein Knie in lotrechte eiserne Rohre übergehen. Neben jedem Kanal ist ein Durchlaß für den freien Ablauf des Wassers angeordnet. Sämtliche Kanäle können durch Schütze abgeschlossen werden. Man mußte bei diesem Bau darauf sehen, durch Längs- und Querwände eine möglichste Versteifung zu erzielen, und dabei auch auf geringes Gewicht Rücksicht nehmen. Es war daher nicht zu vermeiden, daß nicht benutzbare, zum Teil nicht einmal zugängliche Räume entstanden. Ein 3,5 m breit gegen das Einlaufbecken ausladender Steg ermöglicht die Bedienung der Schütze und gibt dem Rechen vor dem Einlaufen den nötigen Stützpunkt. Seitliche Treppen führen zu den Dammkronen hinauf. An der Auslaufseite sind ebenfalls Bedienungsstege angeordnet; der untere zur Unterstützung der Rohre, der obere, um die Auslaufkanäle auch von dieser Seite schließen zu können und um eine Verbindung mit den Dämmen herzustellen. Der Oberbau ist eine einfache Backsteinkonstruktion. Der niedrige Anbau rechts enthält die Umformer; der Strom kommt in vier verschiedenen Leitungen aus Werken in den Alpen und im Apennin, im Notfall aus einer eigenen Dampfzentrale mit einer Spannung von 50000 V an und wird auf die Betriebsspannung von 5000 V umgeformt. Den Anschluß der Dämme bilden je zwei Flügelmauern, gegen den Einlauf 4 m, gegen den Auslauf 6,60 m hoch.

Die architektonische Bearbeitung des Werkes stammt von dem Mailänder Architekten Ferradini.

Der Untergrund zeigt das gewohnte Bild von weichen, hauptsächlich aus Lehm bestehenden, teilweise mit Sand gemischten Schichten; erst in etwa 14 m Tiefe kommt etwas dichterer Lehm, dem dann keine weicheren Schichten mehr folgen. Die Pfähle waren daher in Längen von 14 bis 15 m notwendig; bei einer Belastung von 25 bis 28 t für einen Pfahl betrug deren Gesamtzahl für den Hauptbau 420 Stück, für die Flügelmauern am Einlauf 52 und für die Stützmauern am Auslauf, deren Grundplatte um 2 m erhöht ist, 120 Stück. Die letzteren haben wegen der größeren Länge von 16 m ein stärkeres Profil mit 19 cm Halbmesser.

Abb. 22 bis 22d stellen die zur Erläuterung nötigen Übersichtszeichnungen dar, Abb. 23 u. 24 geben einen Eindruck des fertigen Bauwerks.

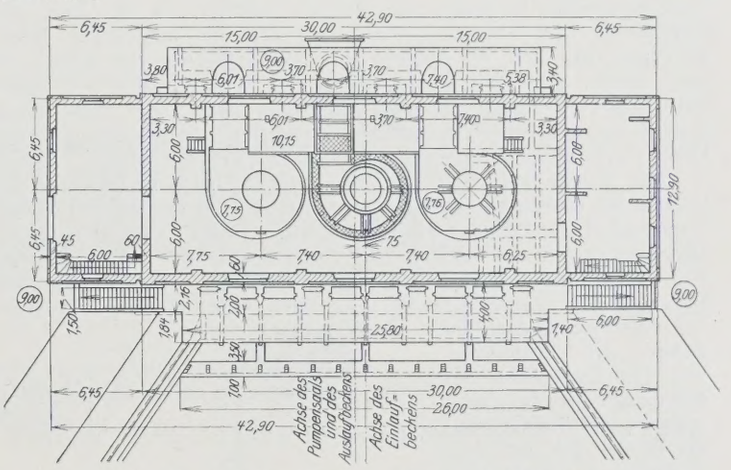


Abb. 25. Bonifica Renana. Pumpwerk Vallesanta.
Grundriß des Maschinensaals.

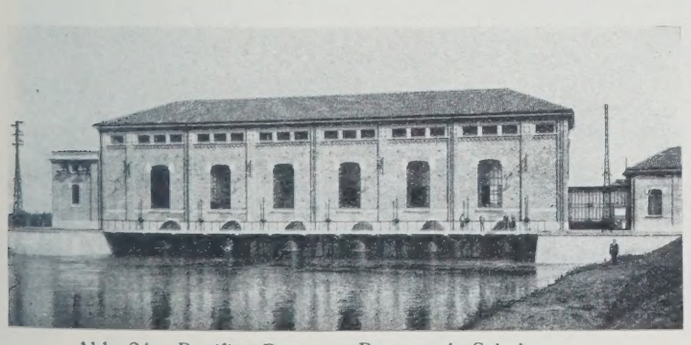


Abb. 24. Bonifica Renana. Pumpwerk Saiarino.
Ansicht gegen den Ablaufkanal.

Pumpwerk Vallesanta.

Dieses Pumpwerk für das niedrige Land rechts des Idice zeigt ähnliche Anordnungen, nur sind entsprechend dem kleineren Umfang des Zuflußgebietes bloß drei Pumpen aufgestellt. Bauart und Leistungsfähigkeit sind genau dieselben wie in Saiarino, wie sich auch aus Abb. 25 ergibt. Abb. 26 zeigt das fertige Bauwerk. Obwohl nur 5 km von Saiarino entfernt, zeigte diese Baustelle doch wieder andere Bodenverhältnisse. Die Schichten sind bis in etwa 11 m Tiefe wesentlich weicher und noch mehr mit Torf durchsetzt; dagegen zeigt sich dann eine Sandschicht von 3 bis 4 m Mächtigkeit, die sich beim Rammen der Pfähle als sehr widerstandsfähig erwies (Abb. 33). Kurz darüber wurde bei jedem Schlag noch ein starkes Ziehen festgestellt, das dann plötzlich stark zurückgeht, also eine gute Tragfähigkeit in Aussicht stellt. Trotzdem ging man bei der Festsetzung der Belastung für einen Pfahl nicht über 28 t hinaus. Im ganzen erhielt dieses Pumpwerk Vallesanta 435 Pfähle von 16 bis 17 m Länge.

Wenn man die Pfählungen der beiden Pumpwerke miteinander vergleicht, hat man folgendes Bild: Bei Saiarino ein langsames Zunehmen

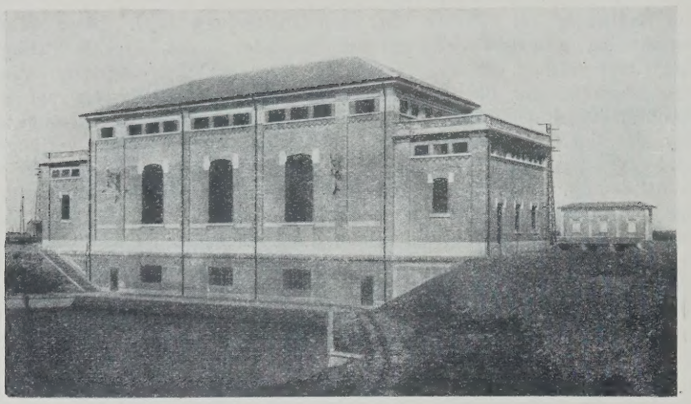


Abb. 26. Bonifica Renana. Pumpwerk Vallesanta. Ansicht gegen den Zulaufkanal.

des Widerstandes, der so weit geht, als man für die Standfestigkeit der Pfähle verlangen muß. Bei Vallesanta hingegen ein beinahe unvermitteltes Festsitzen der Pfahlspitzen, aus dem man auf eine Tragfähigkeit schließen kann, die das Drei- und Vierfache, stellenweise sogar das Fünf- und Sechsfache dessen ergeben würde, was vorgesehen wurde. Um so auffallender ist die Erscheinung, daß beim Anschluß des niedrigen Anbaues des Werkes Saiarino im Mauerwerk der Längswand des Hauptbaues ein Riß entstand, der auf eine Setzung der Pfähle unter der äußeren Quermauer des Anbaues schließen ließ, und daß beim Werk Vallesanta, das genau denselben Anbau auf beiden Seiten hat, derselbe Riß sich zeigte, eher noch etwas stärker, und zwar gleichmäßig auf beiden Seiten. Eine Setzung der äußeren Pfähle hätte man bei Saiarino durch zu starke Belastung kaum rechtfertigen können, beim Werk Vallesanta aber noch viel weniger. Auch hier hat der seitlich angeschüttete Damm den Ausschlag gegeben, indem tieferliegende Schichten zusammengedrückt und zum seitlichen Ausweichen gebracht wurden. Bei den Stützmauern von Vallesanta zeigte sich eine derartige Bewegung deutlich; sie verschoben sich gegen die Achse des Einlaufbeckens, jedoch ohne Kippen. Gleichzeitig quoll der Boden in der Mitte des Beckens herauf. Es kann das wieder nur durch ein Gleiten auf der gefährlichen Torfschicht gedeutet werden. Kräftige Versteifungsträger im Boden des Beckens brachten die Bewegung der Stützmauern zum Stillstand. Man sieht aus den mitgeteilten Beobachtungen, daß dort die Aufgabe einer Pfahlgründung viel weiter, als sonst üblich, geht. Die Pfähle müssen auch starken wagerechten Beanspruchungen gewachsen sein. Möglichst lange Pfähle, wenn nötig schräg gestellt, und gegebenenfalls kräftige Spundwännde haben sich als beste Mittel zur Erreichung einer sicheren Gründung gezeigt.

Man könnte auf die Vermutung kommen, daß Überlastungen die Ursache der erwähnten Setzungen sind, weil die übliche Berechnung der Tragfähigkeit der Pfähle nach der Brixschen Formel unzuverlässig sei. Man erhält damit allerdings oft Werte, die unsicher sind. Man darf aber nicht übersehen, daß bei allen jenen Gründungen meistens mit dem Sicherheitsmaß 3 gerechnet wird, was einen weiten Spielraum bedeutet. Um eine Prüfung auch auf andere Art, unabhängig von den Ergebnissen der Rammung zu erhalten, wird übrigens die Tragfähigkeit der Pfähle auch nach dem Verfahren berechnet, das vom Erddruck und von der Reibung ausgeht, nach der Berechnungsweise, wie sie von Dörr und Krey angegeben werden. Eine ganze Reihe früherer Ausführungen, wo irgendwelche Zweifel auftraten, wurden unter Zugrundelegung sehr vorsichtig geschätzter Werte für Böschungswinkel, spez. Gewicht und Reibung nachgerechnet. In keinem Falle hat sich ergeben, daß Pfähle, die nach der Brixschen Formel gute Tragfähigkeiten aufwiesen, nach den anderen Berechnungsweisen ungenügend gewesen wären. Es hat sich sogar mehrfach eine ziemlich gute Übereinstimmung der Ergebnisse gezeigt. Man vergleiche auch den Pfahl von Vallesanta, für den in Abb. 27 das Eindringen beim Rammen dargestellt ist, mit dem im Buche von Krey, S. 133, gerechneten Beispiel; es liegen dort ganz ähnliche Bodenverhältnisse vor, beinahe dieselben Werte für Pfahllänge, Gewicht des Rammbären und die Fallhöhe. Krey stellt 109 t Tragfähigkeit fest; demgegenüber ergeben sich für den Pfahl von Vallesanta nach der Brixschen Formel bei dreifacher Sicherheit rd. 100 t.

Mit Absicht wurden einzelne bei der Renana und früher in Codigoro vorgekommene Setzungen nicht verheimlicht, weil man daraus erkennt, welche Schwierigkeiten das Problem der Pfahlgründung bieten kann. Von einem Mangel der Pfähle zu sprechen, wäre verfehlt im Vergleich zu den Erfolgen. Man darf ruhig sagen, daß bei den Gründungen in den Bonifiche der gerammte Pfahl allen anderen Gründungsarten überlegen ist, daß nur durch ihn eine sichere Gründung der großen Bauwerke überhaupt möglich war. Da der Pfahl auch wirtschaftlich günstig ist, hat er sich durchsetzen können. Es ergibt sich das schon daraus, daß in 20 Jahren in vier Bonifiche über 8000 Pfähle und Spundbohlen Züblinscher Bauart gerammt wurden, die zusammen eine Länge von beinahe 90 km haben.

III. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S.-Agata.

Ihr Gebiet liegt nordöstlich von Modena; in ihrer Anlage zeigt sie mit der Renana manche Ähnlichkeit. Wir finden wieder zwei der Höhenlage nach getrennte Kanalnetze; das höhere findet natürlichen Abfluß, das tiefere führt sein Wasser bis zum Pump-

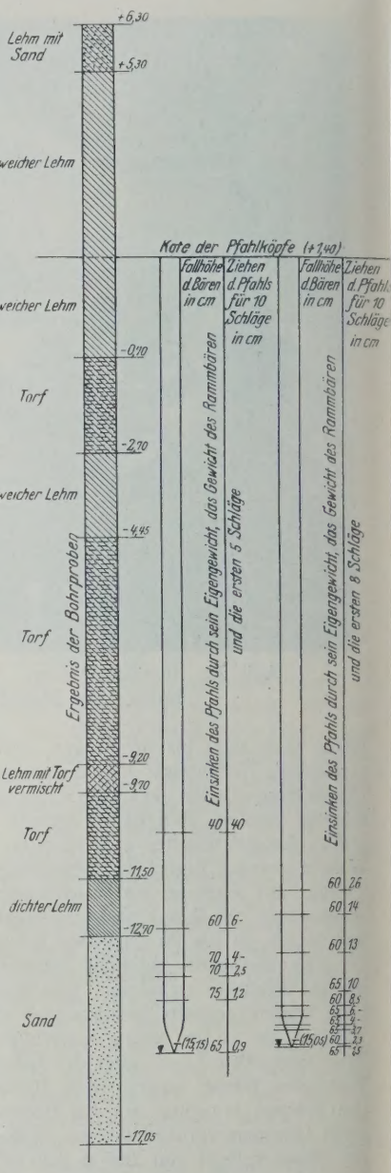
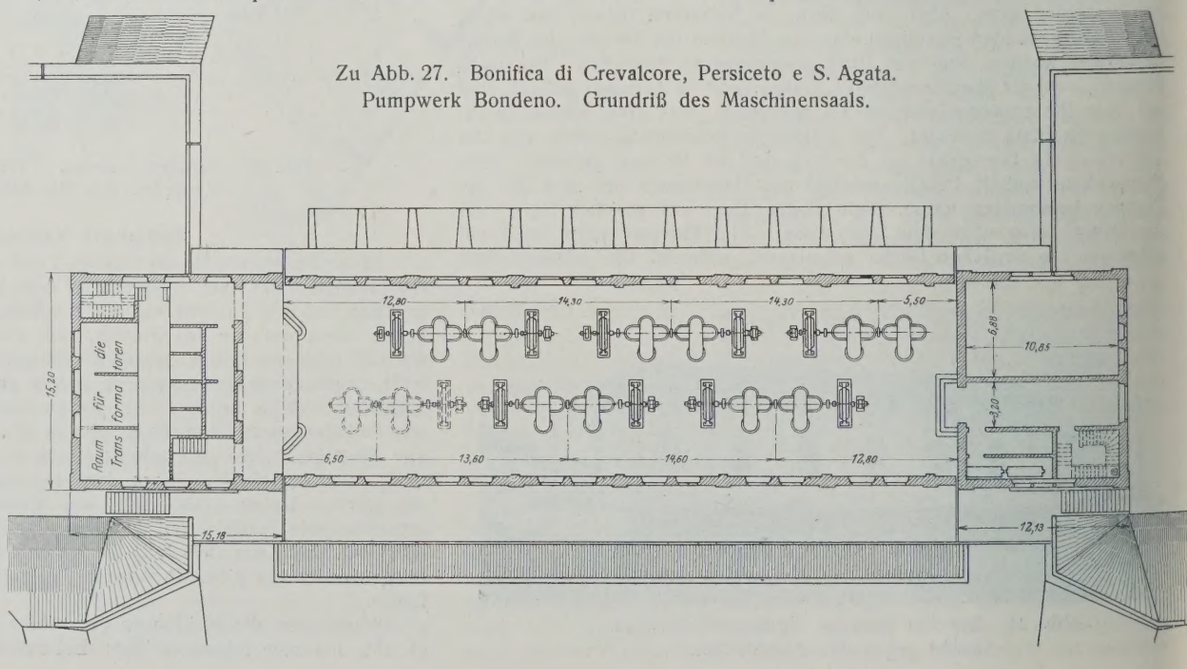


Abb. 27. Bonifica Renana. Ergebnis von Proberammungen beim Pumpwerk Vallesanta.

Zu Abb. 27. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S. Agata. Pumpwerk Bondeno. Grundriß des Maschinensaals.



werk, das in der Nähe von Bondeno am Panaro liegt. Aus Abb. 27 bis 29 ist die Anordnung zu ersehen. Die maschinelle Einrichtung besteht aus sechs doppelten Zentrifugalpumpen, von denen ein Paar erst später aufgestellt werden soll. Im Gegensatze zu den früher beschriebenen Werken finden wir hier Zentrifugalpumpen mit liegender Achse, wie sie sonst namentlich bei kleineren und mittleren Werken verwendet werden; diese Pumpen arbeiten vorteilhafter als die Kreiselpumpen, wenn starke Schwankungen der Hubhöhe und Wassermenge vorkommen. Die Leistungsfähigkeit der Pumpen des Werkes Bondeno beträgt für jede Gruppe 5 m³/Sek. bei 3,50 m Hubhöhe. Die Lieferung der Pumpen geschah durch die Maschinenfabrik Costruzioni Meccaniche Riva in Mailand.

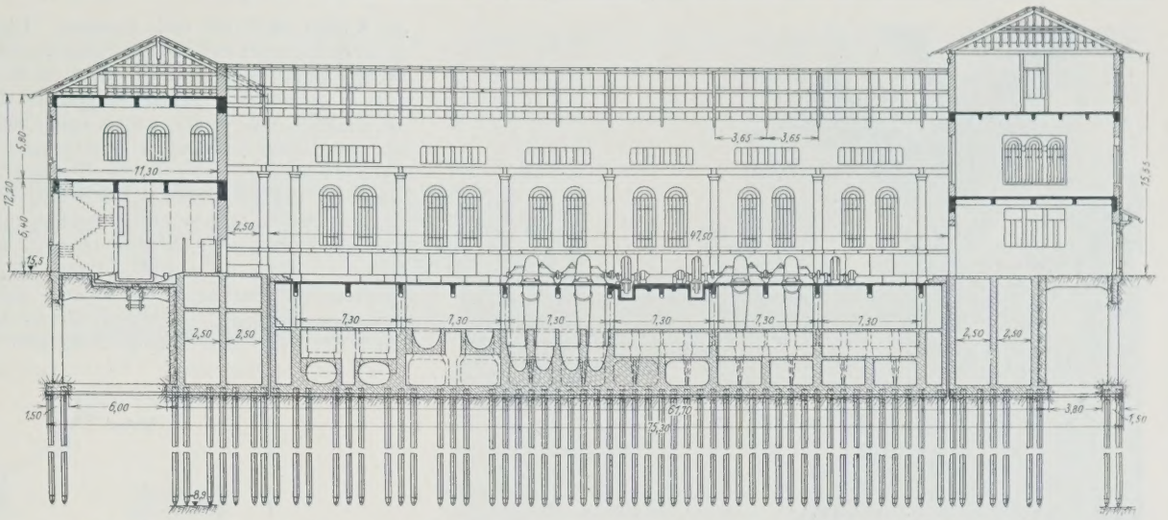
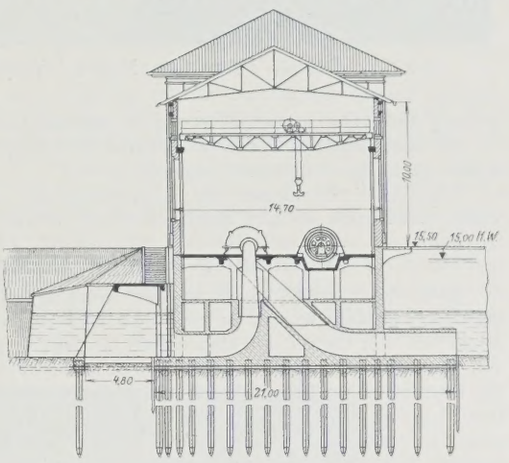


Abb. 28. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S. Agata. Pumpwerk Bondeno. Längenschnitt und Querschnitt.

Im linken Flügel des Gebäudes ist die elektrische Einrichtung untergebracht, geliefert von der Firma Tecnomasio italiano Brown Boveri in Mailand. Im rechten Flügel befinden sich der Haupteingang, eine Werkstätte, in den oberen Geschossen Verwaltungs- und Wohnräume. Die Leerlauföffnungen, durch die das Wasser des Kanals bei niedrigem Stande des Penaro von selbst ablaufen kann, sind jeweils rechts und links im Untergeschoß der Flügelbauten angeordnet. Kräftige Flügelmauern schließen die Dämme ab.

Für die Gründung waren ähnliche Verhältnisse maßgebend wie bei der Renana; man brauchte 15 bis 16 m lange Eisenbetonpfähle, im ganzen 630 Stück. Um das Durchsickern von Wasser unter der Grundplatte hindurch zu verhindern, wurden deren Außenkanten an den Längsseiten durch Spundwände abgeschlossen. Der Unterbau bis zur Höhe der Pumpen, die Flügelmauern und die Decken der Anbauten wurden ganz in Eisenbeton ausgeführt, die Mauern des Hochbaues in Backstein, an den Außenseiten verfugt. Der Pumpensaal wird durch ein Dach mit eisernen Bindern und mit Ziegeldeckung abgeschlossen. Die künstlerische Bear-



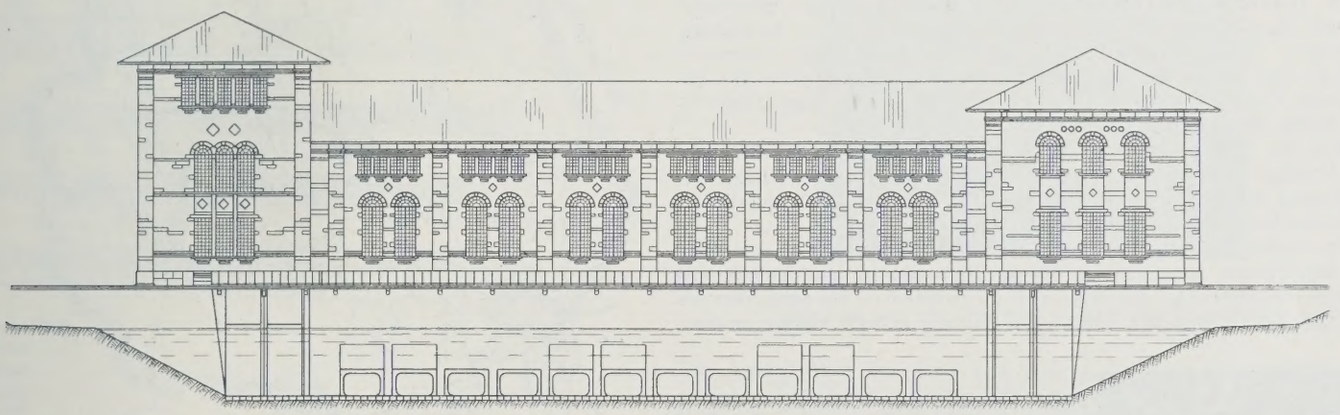


Abb. 29. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S. Agata. Pumpwerk Bondeno. Ansicht gegen den Ablaufkanal.

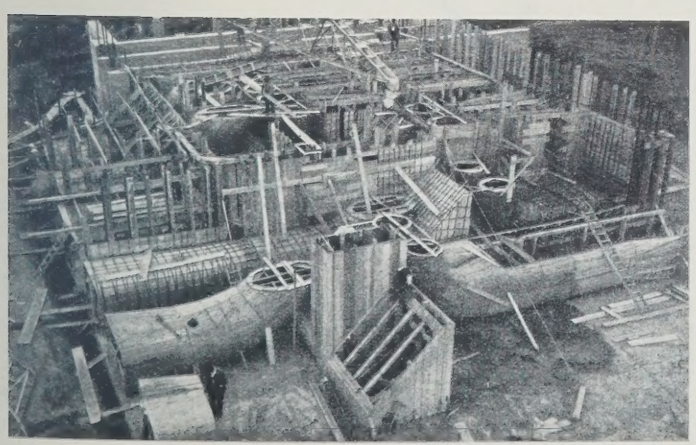


Abb. 30. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S. Agata. Pumpwerk Bondeno. Einschalung der Kanäle.

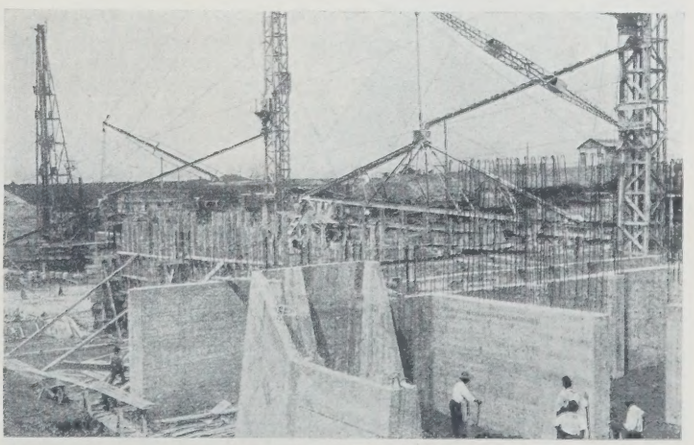


Abb. 31. Bonifica di Crevalcore, Persiceto e S. Agata. Pumpwerk Bondeno. Einrichtung der Baustelle mit Gießtürmen.

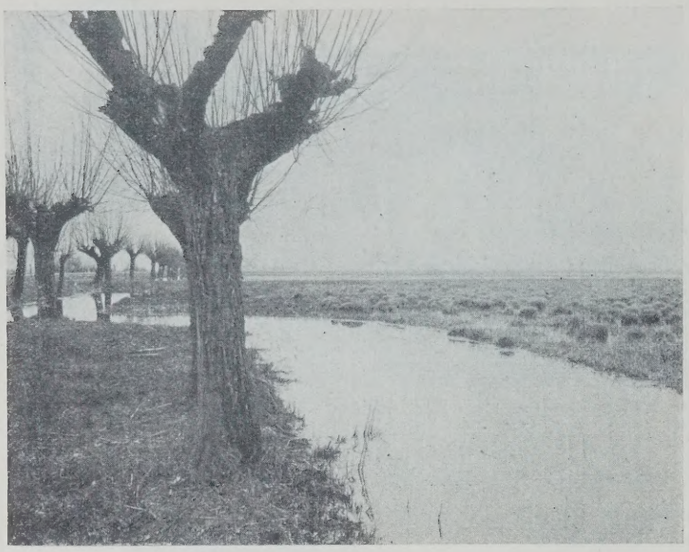


Abb. 32. Bonifica Parmigiana-Moglia. Versumpftes Gebiet.

beitung dieses Baues stammt von dem Mailänder Architekten Faravelli.

Mit den Arbeiten wurde im Spätjahr 1924 begonnen, im Frühjahr 1926 waren sie in der Hauptsache beendigt.

Abb. 30 u. 31 zeigen die Einrichtung der Baustelle, auf der mit Vorteil Gießtürme für den Beton verwendet wurden.

IV. Bonifica Parmigiana-Moglia.

Einer der jüngsten Bonifiche, die erst einige Jahre nach der Renana ins Leben gerufen wurde, ist die „Bonifica in destra di Parmigiana Moglia". Ihr Gebiet mit etwa 80000 ha liegt in der Emilia, nordöstlich von Modena. Es wird ungefähr durch die Flüsse Crostolo im Westen, die Parmigiana-Moglia im Norden, den Secchia im Osten und die Bahnlinie Reggio—Modena im Süden begrenzt. An die Spitze des Unternehmens stellte sich der Ingenieur Natale Prampolini, ein Mann von seltener Tatkraft, dessen Organisationstalent es gelang, in der schwierigen Zeit nach dem Kriege das schon längst geplante Werk zur Ausführung zu bringen. Die technische Leitung lag in den Händen des Ingenieurs Pancini, der schon bei der Bonifica Ferrarese die Arbeiten für das Pumpwerk Codigoro unter sich gehabt hatte und später lange Jahre bei der Bonifica Renana tätig gewesen war.

Was die Einfachheit und Großzügigkeit der Anlagen anlangt, wird diese Bonifica kaum von einer andern in Italien erreicht; einige der Kunstbauten dürften zu den hervorragendsten gehören, die es auf diesem Gebiet überhaupt gibt.

Der kleine Wasserlauf Parmigiana-Moglia war der Abzugkanal einer unter dem Herzog von Guastalla um die Mitte des 16. Jahrhunderts ausgeführten Entwässerung, die lange Zeit gut arbeitete. Als dann aber die Abholzung im Gebirge ihre unheilvolle Wirkung geltend machte, mußten die Kanäle nach und nach versagen. Die Flüsse konnten ihre Geschiebe in der Ebene nicht mehr weiterschleppen und erhöhten dadurch ihr Bett. Beim Secchia kann man feststellen, daß diese Erhöhung in den letzten 100 Jahren 1,30 m ausmachte. Früher kamen die Hochwasserwellen auch nicht so unvermittelt wie heute, waren daher auch bedeutend niedriger. Noch vor 100 Jahren brauchte das Hochwasser des Secchia, um vom Fuße des Gebirges bis zur Schleuse von Bondanello zu gelangen, 1 bis $1^1/_2$ Tage, heute nur wenige Stunden. Der Schutz des anliegenden Landes erforderte Dämme, die beständig erhöht werden mußten; bei den kleineren Flüssen sind sie 3 bis 4 m hoch, beim Secchia aber stehen sie 8 m über dem Gelände. Dadurch wurde natürlich der Abfluß des Wassers aus den Niederungen erschwert, es bildeten sich nach und nach die „Valli", d. h. fast das ganze Jahr unter Wasser stehende Flächen. Abb. 32 gibt einen Eindruck dieser Sümpfe, die sich in einer Ausdehnung von etwa

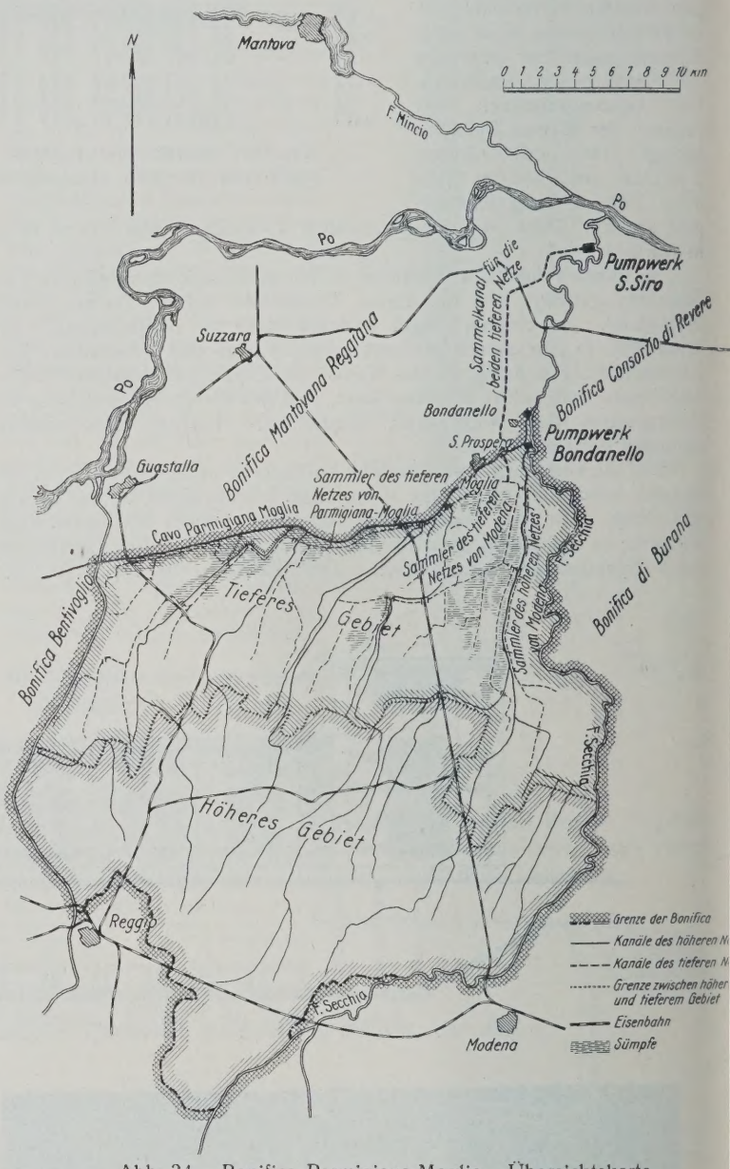


Abb. 34. Bonifica Parmigiana-Moglia. Übersichtskarte.

Abb. 33. Bonifica Parmigiana-Moglia. Landschaft in der Gegend von Reggio.

27000 ha der Parmigiana-Moglia entlang hinzogen. Beinahe unmittelbar daneben, sobald es etwas höher liegt, mutete das Land wie ein üppiger Garten an; es ist eine der fruchtbarsten Gegenden Italiens. Abb. 33 zeigt ihren Reichtum. Auch hier finden wir alle kleinen Flüsse durch die üblichen Schleusen geschützt, die zwar das Hochwasser des Secchia zurückhalten, aber nicht hindern können, daß, wenn gleichzeitig in den Nebenflüssen das Wasser steigt, es sich vor den Schleusentoren staut. Dadurch entstanden jene gefürchteten Überschwemmungen, die im Frühjahr oft die ganze Ernte vernichteten. Noch im Jahre 1921 trat ein derartiges Hochwasser ein, als die Arbeiten der Bonifica schon im Gange waren.

Man hatte ja schon früher verschiedenes versucht, um das Land von Wasser frei zu halten; die Untätigkeit des 18. und 19. Jahrhunderts ließ es aber zu keinerlei einheitlichen und wirkungsvollen Maßnahmen kommen. Was geschah, beschränkte sich meistens auf Unternehmungen der betreffenden Grundbesitzer selber, die ihre eigenen kleinen Wasserhebewerke

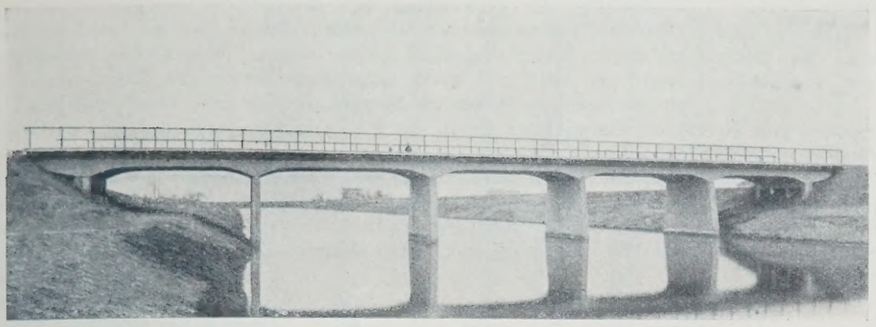


Abb. 35. Bonifica Parmigiana-Moglia. Straßenbrücke über einen Sammelkanal.

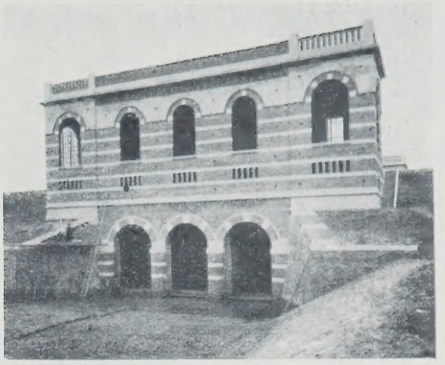


Abb. 39. Bonifica Parmigiana-Moglia. Durchlaß bei San Prospero. Einlauf.

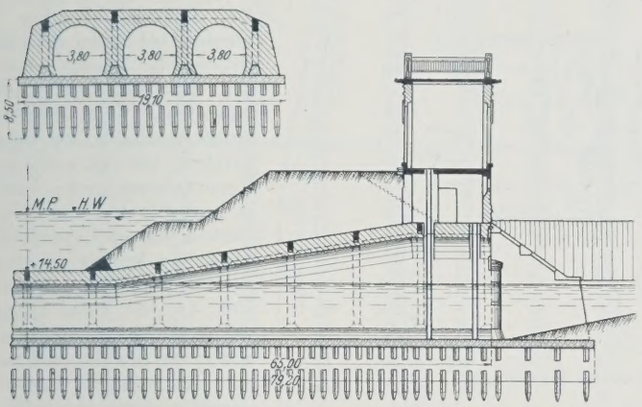


Abb. 37.

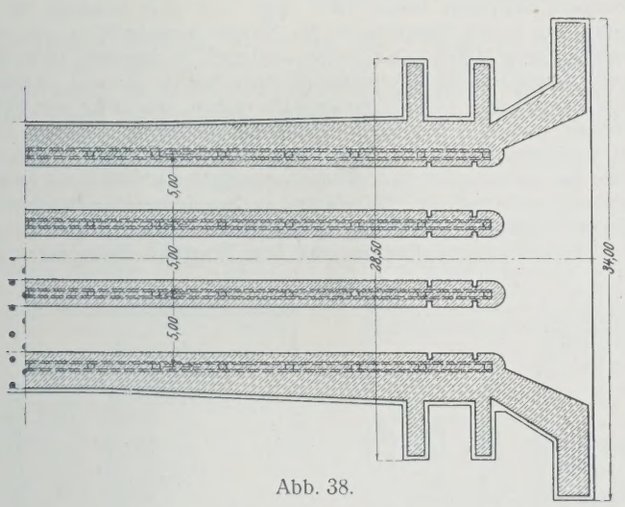


Abb. 38.

Abb. 37 u. 38. Bonifica Parmigiana-Moglia. Durchlaß bei San Prospero. Übersichtszeichnung.

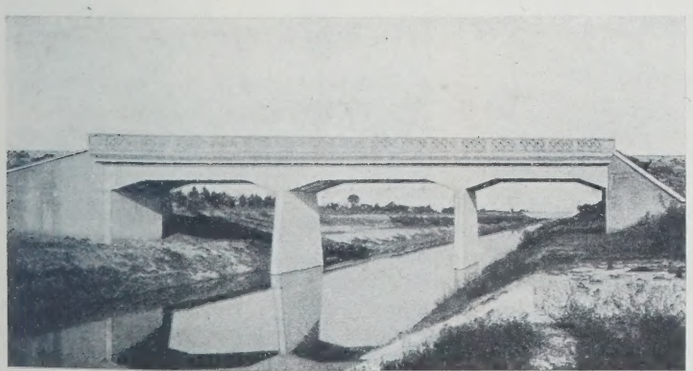


Abb. 36. Bonifica Parmigiana-Moglia. Eisenbahnbrücke bei Rolo über den Sammelkanal der Bonifica (Hauptbahn Modena—Mantova).

aufstellten. Man zählte in jener Gegend deren etwa 160, in allen möglichen Bauarten von der durch einen Esel getriebenen archimedischen Schnecke bis zu der mit einem elektrischen Motor gekuppelten Zentrifugalpumpe. Da jeder auf seine Rechnung entwässerte, blieben die Erfolge ungenügend.

Die Bonifica hat nun Ordnung und Einheitlichkeit in die Abflüsse gebracht und dadurch dauernden Erfolg erzielt (vergl. die Karte Abb. 34). Wir treffen wieder den schon mehrfach erwähnten Grundgedanken für die Entwässerung, nämlich Trennung in ein höheres und ein tieferes Kanalnetz, Sammlung des Wassers auf einzelne Punkte und künstliche Hebung, sobald ein natürlicher Abfluß nicht möglich ist. Durch einen von Süden nach Norden verlaufenden Höhenrücken wird das Gebiet in eine westliche zur Provinz Reggio und in eine östliche zur Provinz Modena gehörende Zone geteilt. Jede erhält zwei der Höhenlage nach getrennte Kanalnetze. Alle Kanäle, die zum höheren Netz der Zone von Reggio gehören, fließen in die Parmigiana-Moglia und durch diese in den Secchia.

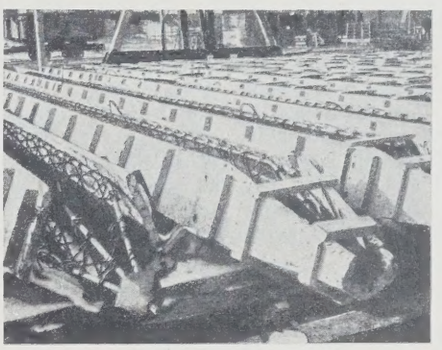


Abb. 40. Bonifica Parmigiana-Moglia. Durchlaß bei San Prospero. Herstellung der Pfähle.

Das höhere Netz der Zone von Modena hat einen Sammelkanal, der zunächst dem Secchia parallel läuft und ihm dann in der nordöstlichen Ecke des Gebietes bei Bondanello zufließt. Bei normalem Wasserstand im Secchia können diese Kanäle von selbst abfließen; wenn er aber steigt, muß die künstliche Hebung eintreten. Ähnlich wurden die Netze für die tieferen Lagen angelegt, je eines für die Gegend von Modena und Reggio. Die Sammelkanäle vereinigen sich in der Nähe der Ortschaft Moglia, der gemeinsame Sammelkanal geht dann unter der Parmigiana-Moglia hindurch, verläßt das Gebiet der Bonifica, geht noch etwa 17 km nördlich, um gegenüber dem Secchia an Gefälle zu gewinnen, und mündet bei San Siro in den Secchia ein. Auch hier muß jedesmal, wenn der Secchia Hochwasser führt, das Wasser des Sammelkanals durch Pumpen gehoben werden.

Das Konsortium führte sämtliche Erdarbeiten für Kanäle und Dämme in eigener Verwaltung aus, ebenso einen Teil der Kunstbauten. Soweit es sich um schwierigere Arbeiten handelt, besonders für größere Eisenbetonkonstruktionen, wurden verschiedene Sonderfirmen zugezogen, u. a. auch die Società Costruzioni e Fondazioni in Mailand, die in den Jahren 1921 bis 1925 mehrere Brücken, verschiedene Gründungen und die beiden Pumpwerke ausführte. Über diese Arbeiten soll im folgendem berichtet werden.

Bei den Straßenbrücken handelte es sich um ganz ähnliche Konstruktionen, wie sie schon bei der Renana beschrieben wurden. Es sind leichte Balkenbrücken mit über mehrere Öffnungen durchgehenden Hauptträgern, deren Gründung mit Eisenbetonpfählen geschah. Abb. 35 zeigt eine dieser Brücken.

Die beiden Eisenbahnbrücken, die eine für die Hauptbahn Modena—Mantova, die andere für die Bahn Ferrara—Suzzara, beide eingleisig, sind ebenfalls Balkenbrücken mit durchgehenden Hauptträgern. Im „Bauingenieur" 1927, Heft 20, sind darüber einige Mitteilungen erschienen. Abb. 36 zeigt die erste der genannten Brücken bei Rolo.

Durchlaß bei San Prospero. Der Abzugkanal der beiden tieferen Netze geht bei der Ortschaft San Prospero unter der Parmigiana-Moglia hindurch. Es ist das der größte Durchlaß der ganzen Anlagen, in dem sich zwei der wichtigsten Kanäle kreuzen. Der Querschnitt des Durchlasses, der für einen Wasserdurchfluß von etwa 45 m³/Sek. vorgesehen ist, beträgt an der engsten Stelle 42 m², die ganze Länge 65 m. Ein-

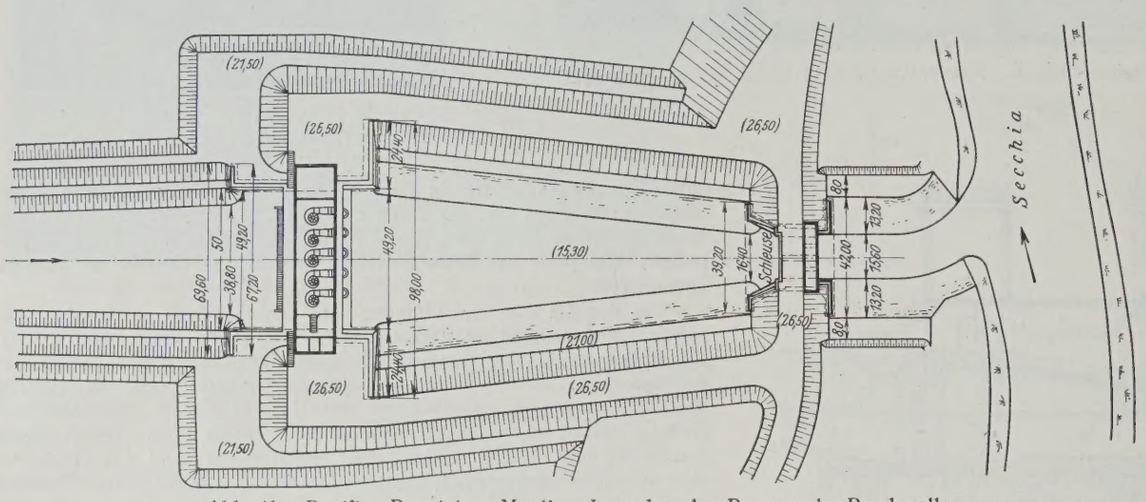


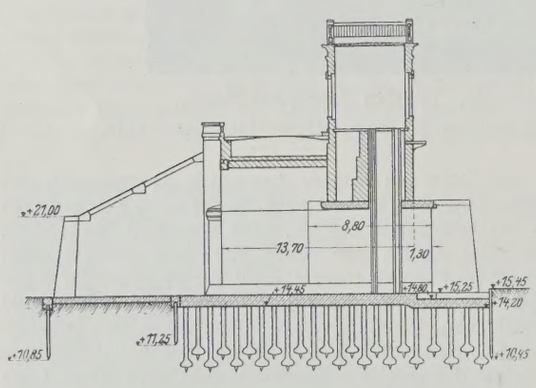
Abb. 41. Bonifica Parmigiana-Moglia. Lageplan des Pumpwerks Bondanello.

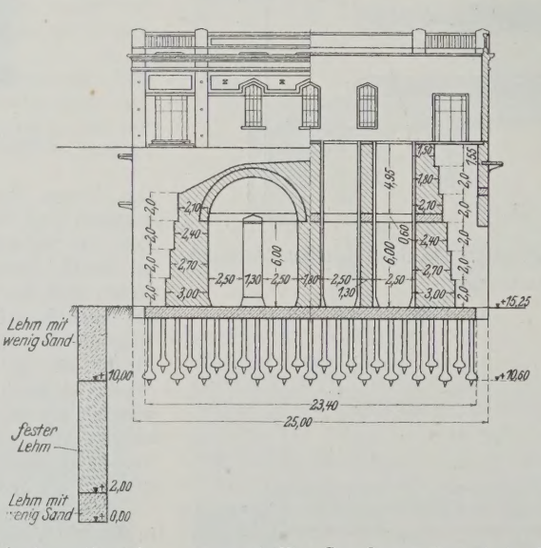
und Auslauf können durch eiserne Schütze geschlossen werden, zu deren Aufnahme in geöffnetem Zustande die Aufbauten vorgesehen sind, die auch die Antriebsmaschinen enthalten. Zur Veranschaulichung geben wir einige Bilder, und zwar in Abb. 37 die Übersichtszeichnung, in Abb. 38 eine Ansicht des Einlaufs. Es dürfte auffallen, daß nur die Pfähle und die Grundplatte in Eisenbeton ausgeführt wurden, nicht aber der ganze Aufbau. Die Breite des Bauwerks hätte sich, wenn in Eisenbeton konstruiert, bedeutend verringert, und damit auch das ganze von den Pfählen aufzunehmende Gewicht. Die Entscheidung darüber lag nicht bei der ausführenden Firma, die zur Durcharbeitung eines geeigneten Vorschlages bereit gewesen wäre. Die dem Konsortium vorgesetzte Behörde hatte den Bau in der Form, die dann zur Ausführung kam, schon ursprünglich die Verwendung von Betonpfählen vorgesehen, einer Art Ortpfähle, sogenannte Preßpfähle, die anderswo von der Firma Ed. Züblin mit gutem Erfolg ausgeführt worden waren. Beim Aushub der Baugrube zeigte sich aber, daß starke Grundwasserströme den Boden durchzogen, die an mehreren Stellen als Sprudel hervortraten. Man befürchtete, der frisch eingebrachte Beton der Pfähle könnte durch das fließende Wasser ausgewaschen werden, und ging daher zu den gewohnten gerammten Pfählen über. Im ganzen wurden deren 960 Stück in einer durchschnittlichen Länge von 8,50 m benötigt. Schwierigkeiten machte der starke Andrang des Grundwassers, das sich durch Pumpen kaum bewältigen ließ. Die Baugrube stand während langer Perioden unter Wasser. Die Ramme, eine Halbachsche Universalramme, mußte daher von einem fahrbaren Unterwagen aus arbeiten. Abb. 40 veranschaulicht den Werkplatz für die Herstellung der Pfähle.

Pumpwerk Bondanello. Der Secchia gehört zu den Flüssen, bei denen die Instandhaltung der Dämme unmittelbar der Staatsbauverwaltung untersteht. Wenn Neubauten vorkommen, die die Dämme berühren, läßt man weitgehende Vorsichtsmaßnahmen walten, so auch bei den beiden Pumpwerken, die im Gegensatze zu denen der Renana unmittelbar an den Fluß gebaut wurden. Abb. 41 gibt einen Lageplan des Werks Bondanello, dem das andere bei San Siro, abgesehen von der größeren Anzahl der Pumpen, genau entspricht.

Die Anlage besteht aus zwei Gebäuden, dem Maschinenhaus mit den Pumpen, das etwas landeinwärts liegt, und dem Gebäude für die Schleusen, das in den Hauptdamm des Secchia eingebaut ist und einen Bestandteil davon bildet. Der Damm zieht sich in derselben Höhe längs des zum Ausgleichbecken verbreiterten Ablaufkanals hin und schließt an das Pumpenhaus an. Obwohl dieses alles enthält, was außer zum Betrieb der Pumpen auch zum Schutze des dahinterliegenden Landes gegen Hochwasser genügen würde, hat man dennoch die Schleusen vorgesehen. Zunächst um gerade an dieser Stelle eine doppelte Sicherheit des Dammes zu haben, sodann um den Abflußkanal gegen Versandung zu schützen.

Es sind wenige Tage im Jahr, an denen die Pumpen arbeiten müssen, nur bei dem stärksten Zufluß, der mit dem Hochwasser des Secchia zu-





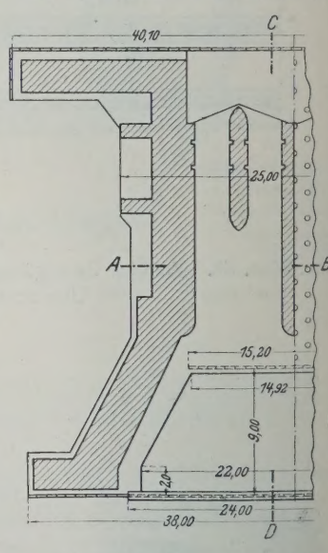


Abb. 42. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Übersichtszeichnung.

genehmigt; eine Abänderung hätte unerwünschte Zeitverluste mit sich gebracht. Dazu kam, daß das Konsortium, das selbst eine Ziegelei betrieb, Wert darauf legte, beim Bau seine einheimischen Leute zu beschäftigen. In jenen Jahren kam es mehrfach vor, daß große Arbeiten nicht so durchgeführt wurden, wie es die neuzeitlichen Hilfsmittel im Interesse der Wirtschaftlichkeit ermöglicht hätten. Lediglich um der Arbeitslosigkeit zu steuern, wurden verschiedene Kanäle von Hand ausgehoben, während große Bagger bereitgestanden hätten. Der Durchlaß von San Prospero bot noch genug Arbeit in Eisenbeton; die Grundplatte allein umfaßte rund 1000 m³ Beton mit etwa 50 000 kg Eisen. Außerdem erhielt der Aufbau noch mehrere Rippen zur Versteifung. Für die Gründung war sammentrifft. Der Sammelkanal des Netzes von Modena kann etwa 26 m³ Wasser führen, dazu kann zeitweise ein Teil des Wassers der Parmigiana-Moglia kommen, das durch einen Verbindungskanal ebenfalls dem Pumpwerk Bondanello zugeleitet werden kann. Demgegenüber steht eine Leistungsfähigkeit der fünf Pumpen von zusammen 33 m³/Sek. Das Ausgleichbecken zwischen Pumpen und Schleuse ist allerdings klein, so daß es sich in kurzer Zeit füllen muß, wenn die Pumpen bei geschlossenen Schleusentoren voll arbeiten. Ein stärkerer Ausgleich liegt in den Sammelkanälen selbst, die den Zufluß von zwei Tagen aufspeichern können. Das entspricht ungefähr der Zeit, in der meistens das Hochwasser im Secchia wieder zurückgeht. Es hat noch ein Grund mitgesprochen, kein größeres

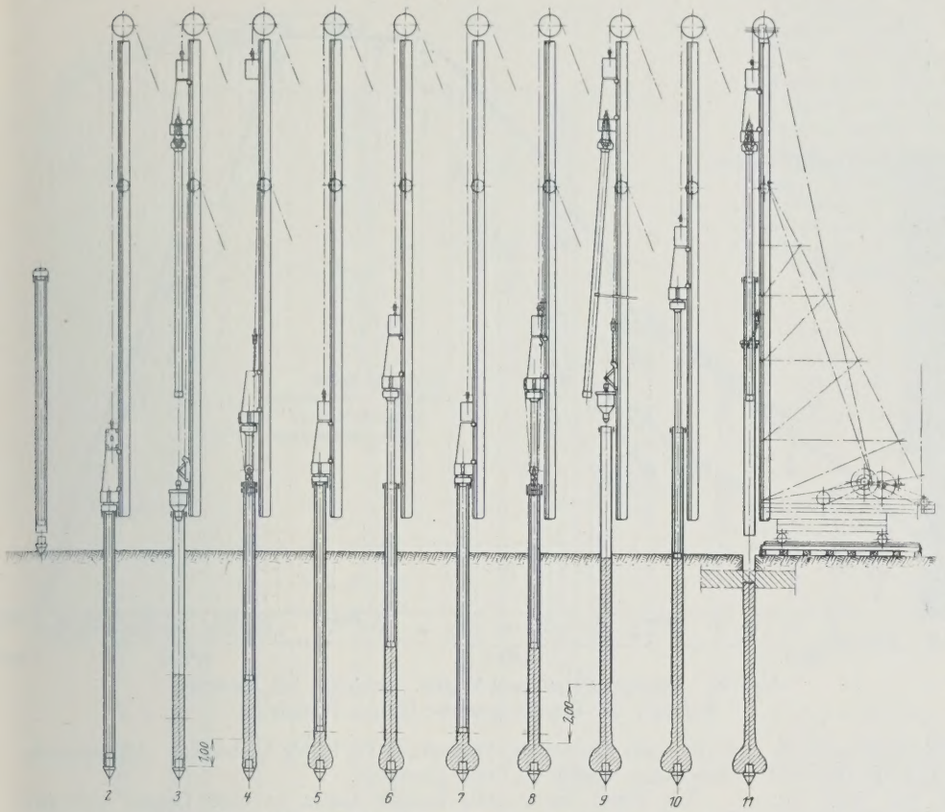


Abb. 43. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Arbeitsvorgang für die Preßpfähle.

Ausgleichbecken anzulegen: Der Boden jener Gegend ist sehr fruchtbar, und man wollte möglichst wenig davon der Bebauung entziehen.[2])

Wir schicken die Beschreibung der Schleuse[3]) voran. Auf einer durchgehenden Platte aus Eisenbeton erhebt sich der in Backsteinmauerwerk ausgeführte Oberbau mit zwei überwölbten Durchlaßöffnungen von je 6,30 m l. W. Der Abschluß wird durch zwei Stemmtore bewirkt, die sich selbsttätig schließen, wenn im Secchia das Wasser steigt. Außerdem können eiserne Schütze die Öffnungen abschließen. Zu ihrer Unterbringung und für die zu ihrer Bewegung dienenden Maschinen ist der Aufbau vorgesehen. Das Gewölbe bildet gleichzeitig eine Brücke für die Straße, die auf der Dammkrone dem Fluß entlang läuft. Einzelheiten s. aus der Übersichtszeichnung Abb. 42.

Von Belang ist die Gründung des Bauwerks. Sie hat auch die Aufgabe, jeden Durchfluß von Wasser unter der Grundplatte hindurch zu verhindern. Es kann vorkommen, daß im Secchia das Wasser um 8 m höher steht als im Auslaufbecken. Da das Schleusenhaus auf Pfählen steht, tritt keine unmittelbare Pressung des Bodens durch die Grundplatte, also keine Verdichtung der oberen Schichten ein. Man schützte daher, obwohl der vorwiegend lehmige Boden keine Neigung zu Durchsickerungen zeigte, die Platte durch drei Reihen von Spundwänden. Die erste Reihe, 5 m tief, steht längs der äußeren Kante der Grundplatte und umfaßt noch deren verlängerte Flügel unter den Stützmauern. Eine zweite Spundwand mit 3 m Tiefe wurde längs der Innenkante der Fundamentplatte gerammt. Eine dritte, ebenfalls 3 m tiefe Spundwand kam in eine Linie, die in der Flucht der inneren Flügelmauern liegt. Bei dieser dritten Reihe wurden die Köpfe der Spundbohlen durch einen kräftigen Holm verbunden.

Für die Gründung wurden die früher genannten Preßpfähle verwendet. Bohrproben hatten festgestellt, daß der Boden zunächst aus weichem, mit Sand vermischtem Lehm besteht, der zwar in 3 bis 4 m Tiefe etwas dichter wird, aber erst bei 13 m jene Zähigkeit erreicht, die man für gerammte Pfähle für notwendig hält. Bei im Boden selbst ausgeführten Pfählen, deren Tragfähigkeit zum größten Teil auf der Reibung beruht; konnte man rechnen, daß ihre Länge nicht mehr als 6 bis 7 m zu betragen brauche. Bei einer Gesamtzahl von 345 Pfählen und dem niedrigeren Einheitspreis bedeuteten die Preßpfähle eine nennenswerte Einsparung. Ausspülung durch Grundwasser war hier nicht zu befürchten. Ebenso waren Erscheinungen wie in der Bonifica Renana, die durch das Gleiten ganzer Schichten die Pfähle hätten beschädigen können, ausgeschlossen.

Die Herstellung der Preßpfähle wird durch die schematische Zeichnung Abb. 43 veranschaulicht. Wie bei ähnlichen Verfahren werden eine betonierte kegelförmige Pfahlspitze, ein eisernes Vortreibrohr und ein Rammstößel benutzt. Die Eigenart besteht darin, daß mittels des Stößels auf den eingefüllten Beton gerammt wird, der so durch das Rohr

[2]) Während dieser Aufsatz schon im Druck war, im März 1928, traten in der unteren Po-Ebene außergewöhnliche Hochwässer ein, die vielfach schwere Überschwemmungen verursachten. Bei mehreren Bonifiche zeigte sich, daß die Kanalnetze ungenügend waren. Die Bonifica Parmigiana konnte des Hochwassers ohne Schwierigkeiten Herr werden, allerdings mußten die Pumpen beider Werke 14 Tage lang ununterbrochen arbeiten.

[3]) Die Schleuse der Anlage von Bondanello wird gewöhnlich als „Schleuse bei Mondine“ bezeichnet.

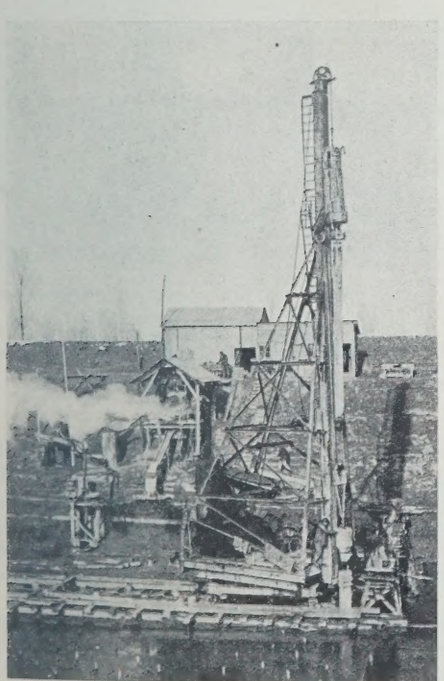


Abb. 45. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Herstellung der Preßpfähle.

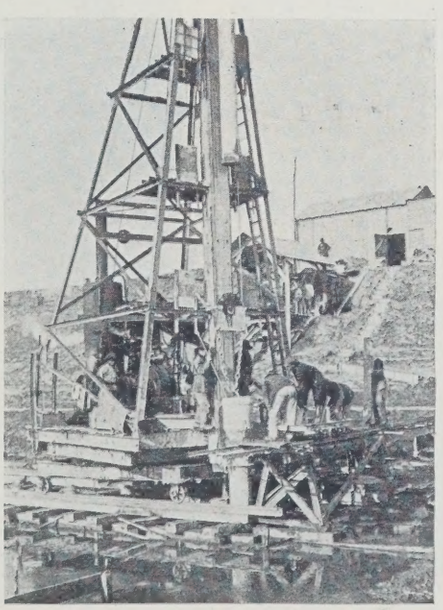


Abb. 44. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Herstellung der Preßpfähle. Aufsetzen des Füllkübels.

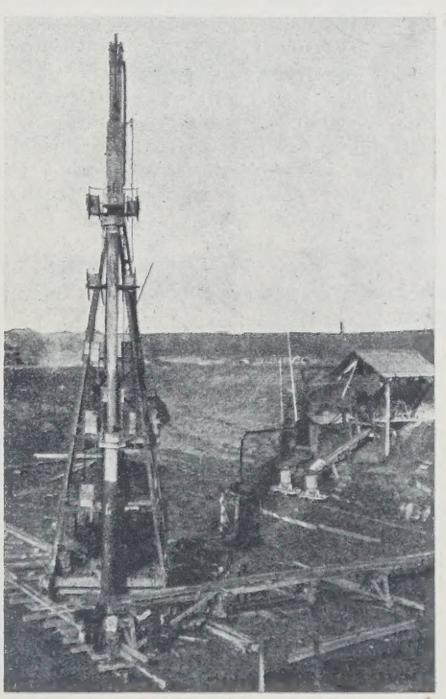


Abb. 46. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Herstellung der Preßpfähle.

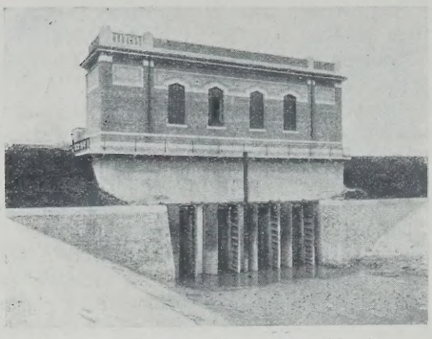


Abb. 47. Bonifica Parmigiana-Moglia.
Schleuse bei Mondine.
Ansicht gegen den Zulaufkanal.

Abb. 48. Bonifica Parmigiana-Moglia.
Schleuse bei Mondine.
Ansicht gegen den Ablaufkanal.

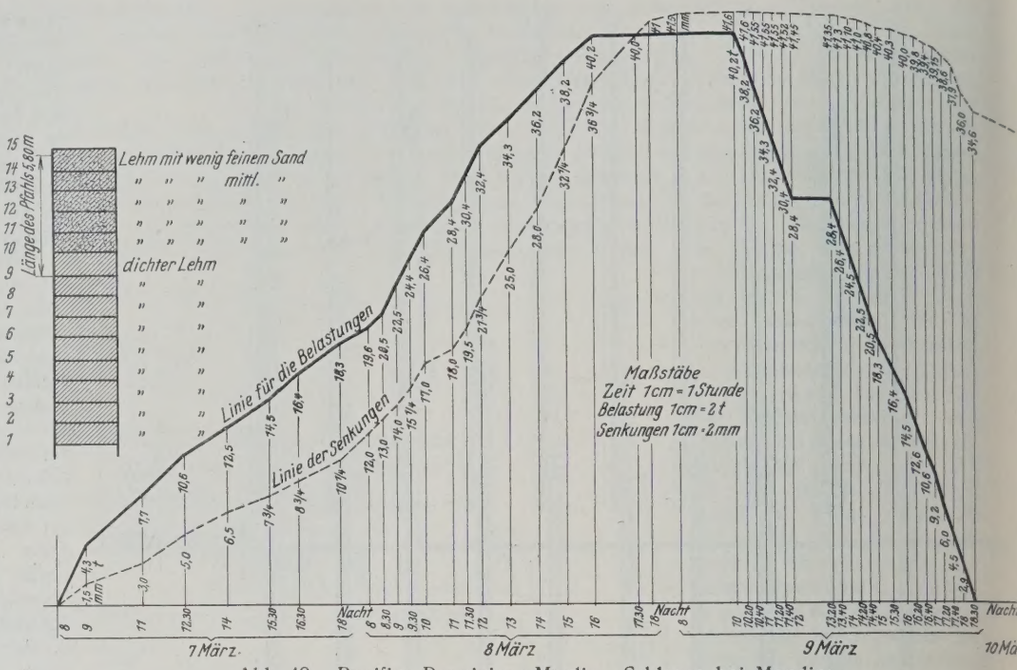


Abb. 49. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine.
Ergebnis der Belastungsprobe für die Preßpfähle.

einen Knebel füllt man Beton in das Rohr. Diese Knebel werden auf besonderen Wagen von der Mischmaschine herbeigefahren und durch die Winde der Ramme auf das Rohr gesetzt, wobei der Beton sich durch ein Kegelventil im Boden entleert. Die Menge des Betons hängt davon ab, ob und wie groß man die Fußverbreiterung machen will (3). Das Rohr wird sodann etwas hochgezogen (4), der Stößel wieder eingeführt und gerammt. Dadurch tritt der Beton unten aus dem Rohr heraus und bildet die Fußverbreiterung, die durch Wiederholung des Vorgangs vergrößert werden kann (5, 6, 7). Das Rohr wird sodann vollständig mit Beton gefüllt und herausgezogen.

Bei den ersten Pfählen zeigte sich, daß der Boden in einer Tiefe von 5,5 m widerstandsfähiger war als darunter; zudem setzte sich in der größeren Tiefe der Lehm so fest an das Rohr an, daß sein Herausziehen erschwert wurde. Man entschied sich daher, allen Pfählen die Länge von 5,50 bis 6,00 m zu geben. Die getroffenen Maßnahmen haben sich bewährt. Zum Rammen des Rohrs genügten meistens 30 bis 40 Schläge; das Einfüllen des Betons durch die Knebel geschah rasch und sauber. Der Beton wurde plastisch verarbeitet. Für das Durchdrücken einer Ladung Beton, die meistens aus drei Knebeln zu 150 l bestand, brauchte man vier bis fünf Schläge. Für das Ziehen des Rohres genügte die Pfahlaufzugrolle. Um die Pfähle mit der Grundplatte zu verbinden, erhielten die Köpfe Eiseneinlagen. Abb. 44, 45, 46 veranschaulichen den Arbeitsvorgang. Das fertige Bauwerk wird durch Abb. 47 u. 48 gegeben.

Eine Probebelastung sollte zeigen, ob die Pfähle der vorgesehenen Belastung von 25 bis 28 t gewachsen waren. Die Ergebnisse der an einem einzelnen Pfahl vorgenommenen Belastung sind aus Abb. 49 ersichtlich. Schon kurz nach dem Beginn der Belastung fängt der Pfahl an zu sinken, zunächst ziemlich im Verhältnis zur Belastung. Bei 18 t Auflast, die am Abend des ersten Tages erreicht ist, beträgt die Einsenkung 10 mm; während der Nacht fällt starker Regen und erhöht etwas das Gewicht der Kieslast; gleichzeitig geht auch die Einsenkung langsam weiter. Am zweiten Tag wird die Belastung gesteigert, wobei die Senkung wieder ziemlich gleichmäßig zunimmt. Bei rd. 40 t muß die weitere Belastung eingestellt werden, weil die Vorrichtung nicht mehr zuläßt. Die Einsenkung hat 36 mm erreicht, geht aber noch etwas weiter, bis am Morgen des dritten Tages der Biegungsmesser 41,6 mm angibt. Man beginnt mit der Entlastung, kann aber zunächst kaum einen Rückgang der Senkung feststellen. Erst wenn die Belastung auf rd. 28 t zurückgegangen ist, beginnt eine Hebung des Pfahles, die auch nach vollständiger Entlastung noch einige Zeit anhält. Der zähe Lehmboden hatte das Bestreben, wieder in seine ursprüngliche Lage zurückzukehren; diese Erscheinung hindurchgedrückt wird. Im einzelnen spielt sich der Vorgang wie folgt ab: Pfahlspitze, Vortreibrohr und Stößel werden gerammt (Nr. 1 u. 2 der Abb. 43). Der Stößel wird hochgezogen, und durch

wurde auch während der Herstellung der Pfähle beobachtet. Als bleibende Einsenkung wurden 32,7 mm gemessen.

Die Probe wurde zwei Monate später an einer Gruppe von vier Pfählen wiederholt mit einer Auflast von 120 t. Zwei Tage nach Belastung betrug die Senkung 31 mm; in drei weiteren Tagen stieg sie aber nicht mehr. Zwei Tage nach völliger Entlastung wurden als bleibende Senkung 24 mm festgestellt. Das Ergebnis war also ungefähr dasselbe wie bei der ersten Probe.

Eine Senkung des ganzen Gebäudes um 2 bis 3 cm, wie man sie auf Grund der Probebelastung erwarten konnte, hätte für den Betrieb nichts ausgemacht, solange sie gleichmäßig stattfand. Man wollte auch darüber Gewißheit haben, wollte ferner etwaige Senkungen künstlich vor

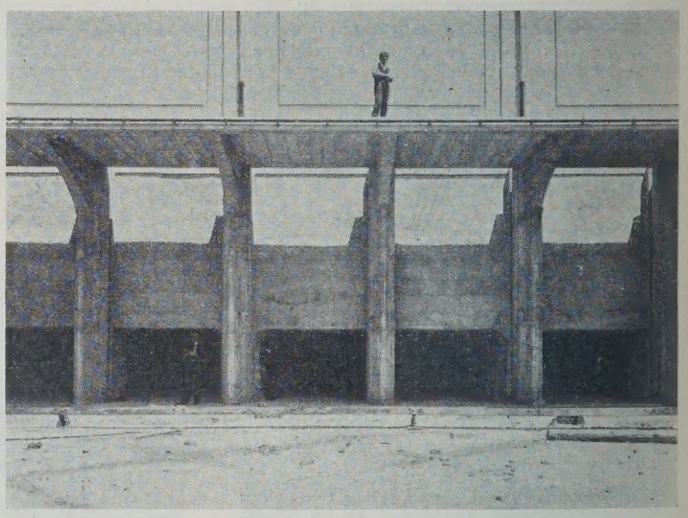


Abb. 51. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello.
Einlauföffnungen.

Vollendung des Baues herbeiführen. Als die Mauern bis zur Höhe der Kämpfer gestiegen waren, füllte man die Leerräume durch Backsteine und Kies an, was ungefähr der tatsächlichen Belastung des fertigen Baues gleichkam. Durch Nivellierinstrumente wurde das Verhalten der Gründung geprüft; es konnte jedoch nirgends eine Einsenkung festgestellt werden. Die gesamte Gründung arbeitete also wesentlich günstiger als einzelne Pfähle.

Es war interessant festzustellen, wie in demselben Boden sich gerammte Pfähle verhielten. Man wollte Anhaltspunkte über die Länge und Tragfähigkeit der zum Maschinenhaus benötigten Pfähle bekommen. Es ist nur wenig von der Schleuse entfernt und hat dieselben Bodenverhältnisse. Man rammte also an der Baustelle der Schleuse zwischen die gepreßten Pfähle zwei solche der gewöhnlichen Bauart mit fünfeckigem

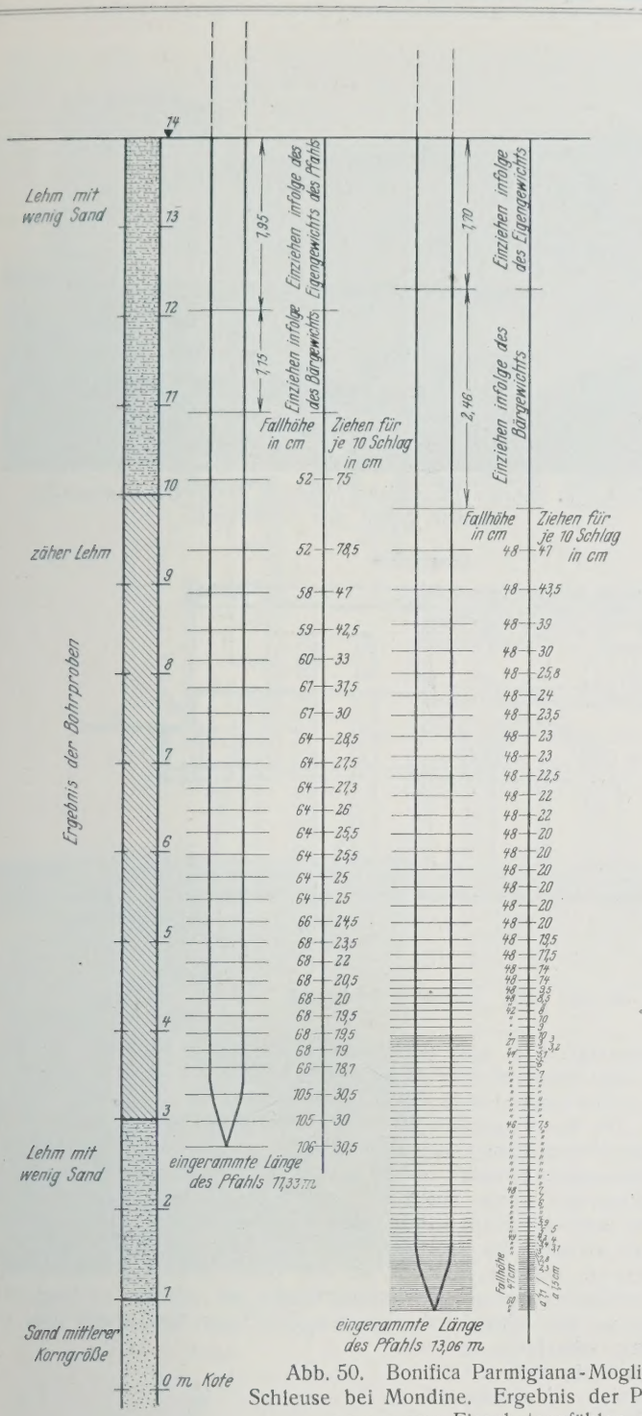


Abb. 50. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei Mondine. Ergebnis der Proberammung von Eisenbetonpfählen.

Querschnitt. Es bot sich so ein willkommener Vergleich zwischen den beiden Bauarten. Abb. 50 zeigt die Ergebnisse dieser Rammung; in der Tiefe der Spitzen der Preßpfähle angelangt, zeigen die gerammten Pfähle noch ganz ungenügenden Widerstand, der auch in größerer Tiefe nur langsam zunimmt und erst etwa 13 m unter der Grundplatte, wo eine starke Sandschicht beginnt, rasch steigt und damit auf ein sicheres Festsitzen schließen läßt.

Das Pumpenhaus des Werkes Bondanello ist in seiner Anordnung einfach und zweckmäßig und auch in seiner äußeren Erscheinung recht wirkungsvoll. Die Gliederung in drei Teile ist schon äußerlich erkennbar. Der Mittelbau, der quer vor dem Zulaufkanal steht, ist für die

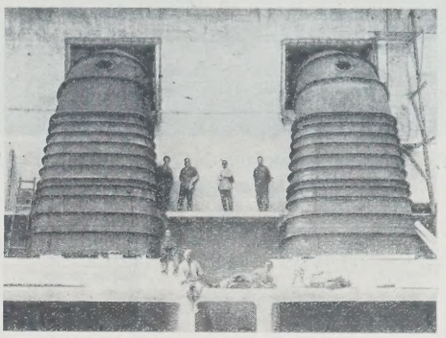
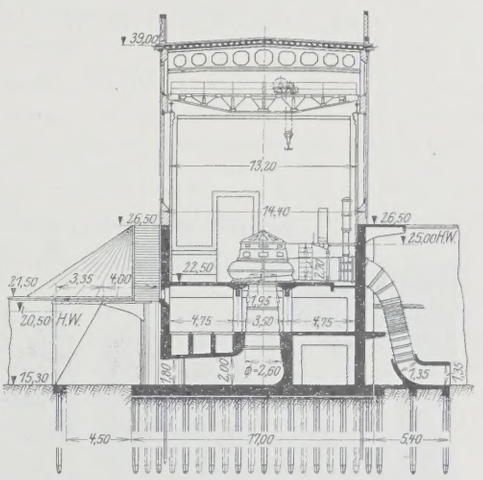


Abb. 52. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Ausläufe der Rohre.

Pumpen bestimmt; der erhöhte Anbau links, dem eine Starkstromleitung zuläuft, ist für die elektrische Einrichtung vorgesehen. Der rechte Flügel dient als Eingang und enthält außerdem Verwaltungs- und Wohnräume.

Die fünf Pumpen nehmen mit ihren Rohren und Antriebsmaschinen den ganzen Raum des großen Saales im Erdgeschoß ein. Es sind Kreiselpumpen, deren jede sekundlich 6,60 m³ Wasser auf eine Höhe von 5 m heben kann. Sie sind unmittelbar mit den Antriebsmotoren gekuppelt, deren jeder bei 105 Umdrehungen 610 PS entwickelt. Die Einläufe der Saugkanäle liegen unmittelbar über der Grundplatte; sie nehmen die ganze Breite des Mittelbaues ein. Es sind zehn Öffnungen von 3,50 auf 1,80 m, deren Größe durch Abb. 51 veranschaulicht wird. Je zwei der Einläufe vereinigen sich zu einem Saugkanal; der ursprünglich rechteckige Querschnitt nimmt nach innen entsprechend der zunehmenden Wasser-



Zu Abb. 53. Querschnitt.

Zu Abb. 53.
Schnitte durch die Flügelmauern.

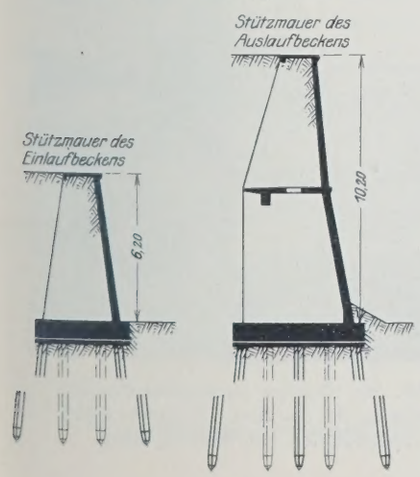
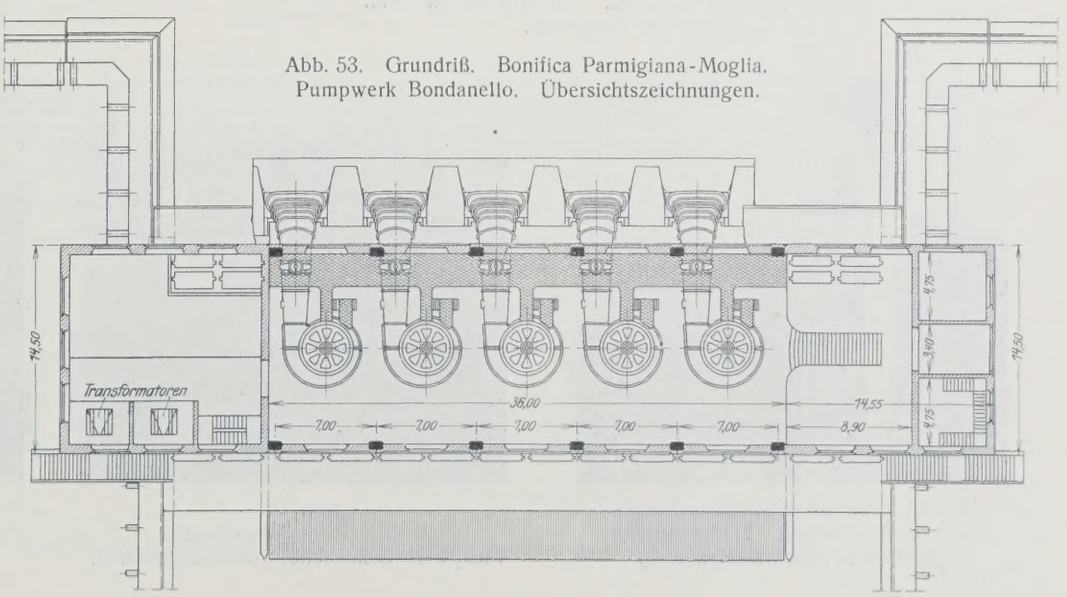


Abb. 53. Grundriß. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Übersichtszeichnungen.



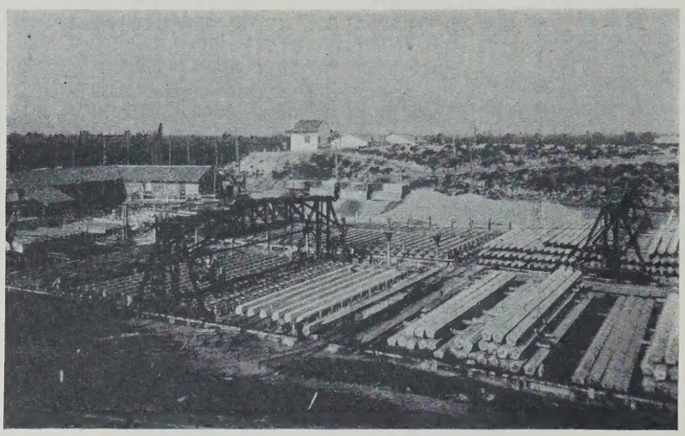


Abb. 54. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Lager fertiger Pfähle.

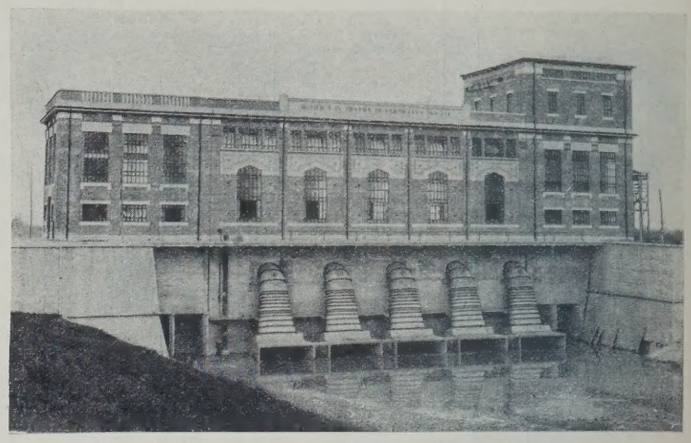


Abb. 56. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Ansicht gegen den Ablaufkanal.

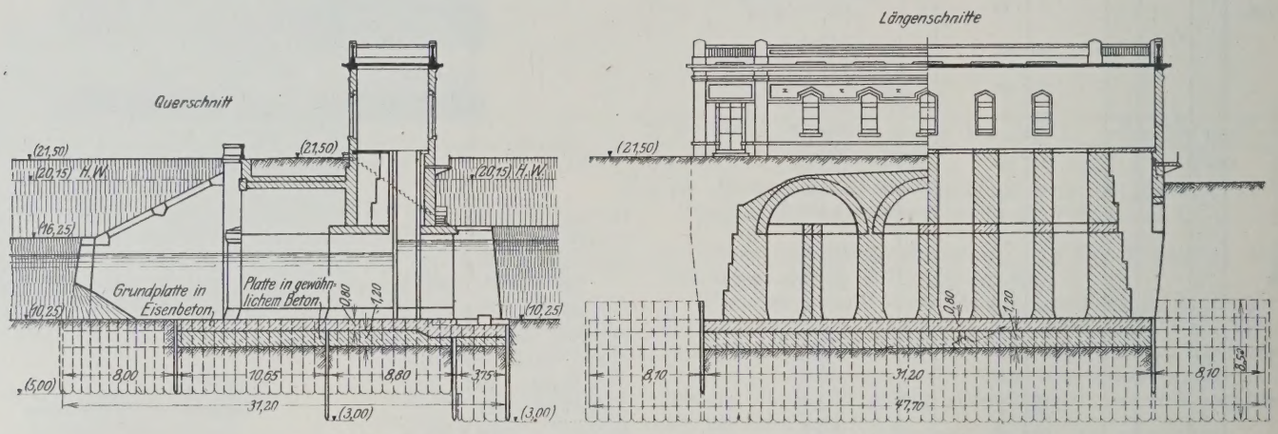


Abb. 57. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei San Siro. Übersichtszeichnung.

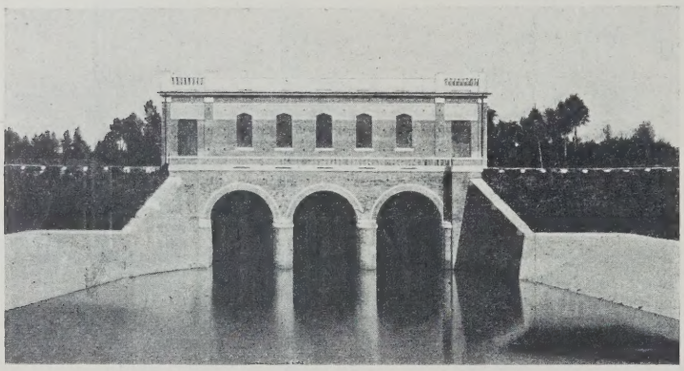


Abb. 61. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei San Siro. Ansicht gegen das Pumpwerk.

geschwindigkeit ab und geht dabei allmählich in die elliptische Form über, dann durch ein Knie in lotrechte Richtung und damit in ein eisernes Rohr. Die Pumpen ruhen auf einer schweren Decke 7 m über der Kanalsohle. Die Maschinenfabrik Costruzioni Meccaniche Riva in Mailand hatte in ihrer Versuchsanstalt eingehende Versuche über die günstigste Form der Ablaufrohre gemacht; neben dem Einfluß auf den Wirkungsgrad der Pumpen selbst wurde untersucht, durch welche Form des Rohres das Wasser möglichst ruhig austritt, damit im Becken wenig Bewegung des Wassers entsteht. Es ergab sich eine Anordnung, wie sie aus Abb. 52 zu ersehen ist. Solange die Rohre auf dem Boden des Pumpensaales wagerecht verlaufen, haben sie Kreisquerschnitt mit 1,65 m Durchm.; dann senken sie sich schräg, gehen in den elliptischen Querschnitt über und münden schließlich in trichterförmig sich erweiternden Ausläufen aus Eisenbeton.

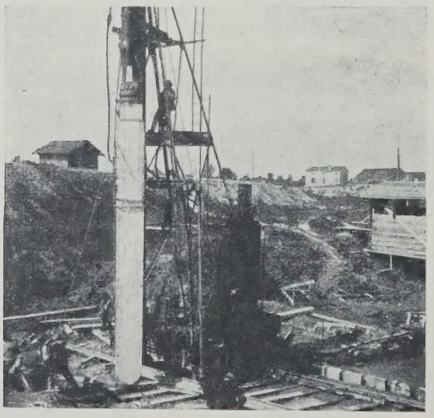


Abb. 58. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei San Siro. Einrammen der Spundbohlen mit Wasserspülung.

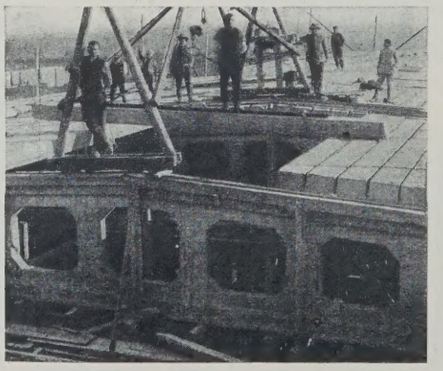


Abb. 55. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk Bondanello. Dachkonstruktion.

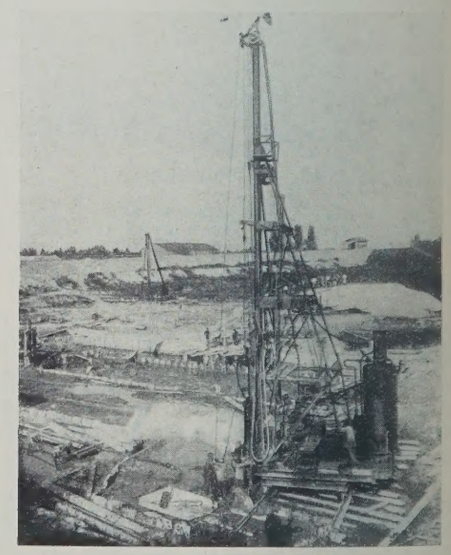


Abb. 59. Bonifica Parmigiana-Moglia. Schleuse bei San Siro. Einrammen der Spundbohlen mit Wasserspülung.

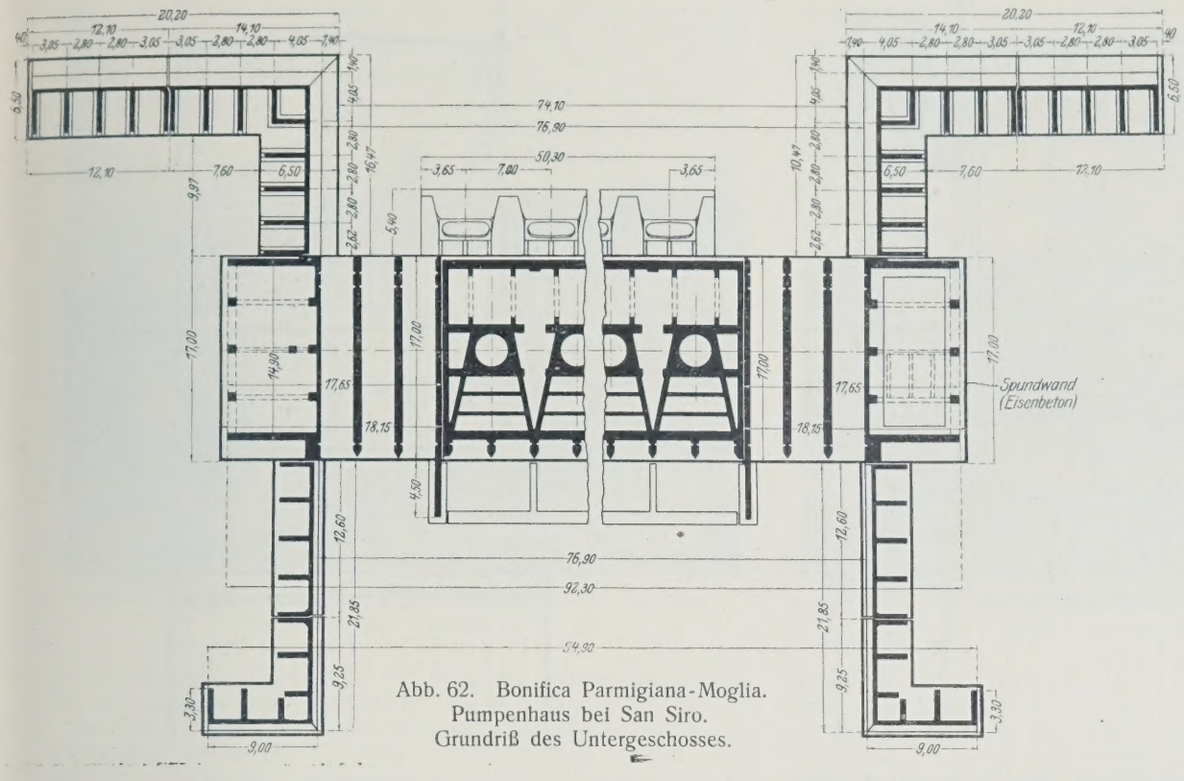


Abb. 62. Bonifica Parmigiana-Moglia.
Pumpenhaus bei San Siro.
Grundriß des Untergeschosses.

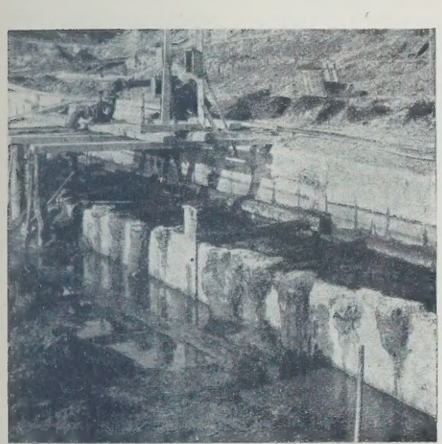


Abb. 60. Bonifica Parmigiana-Moglia.
Schleuse bei San Siro. Fertige Spundwand.

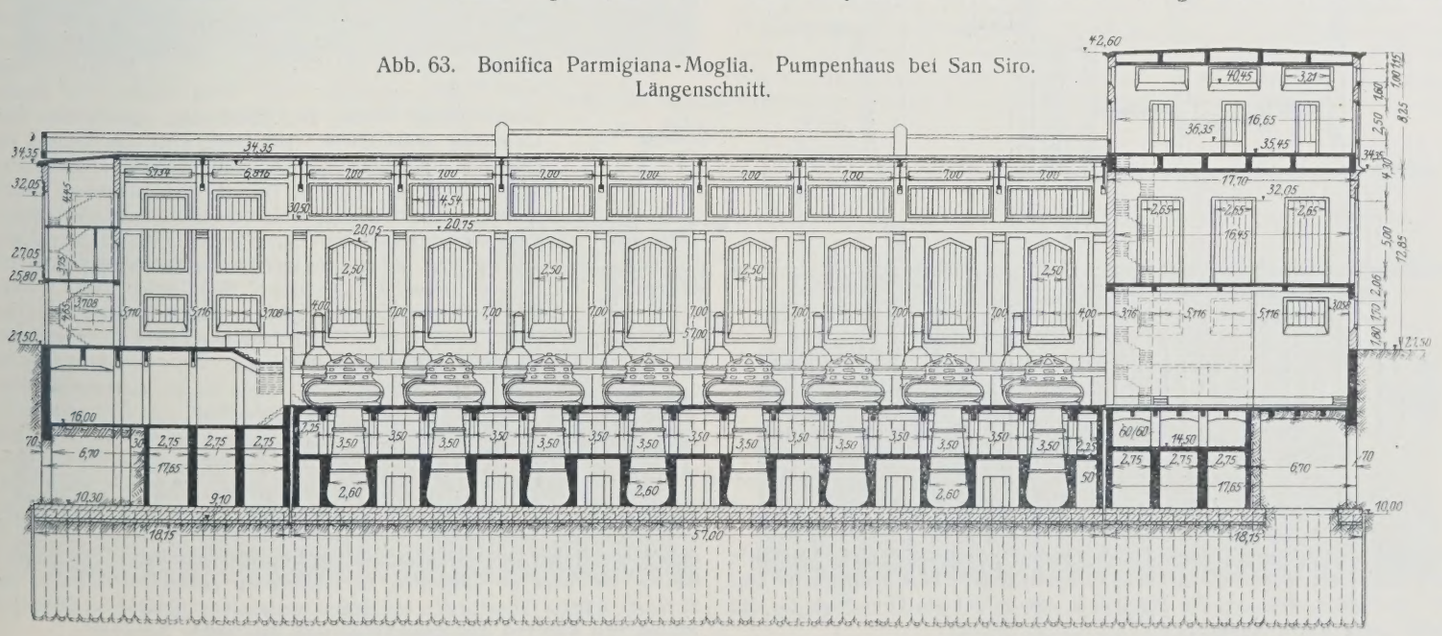
Ein äußerer Steg gegen das Einlaufbecken 4 m weit auskragend, macht die Einläufe zugänglich. Seitliche Treppen stellen die Verbindung mit dem Platze auf den Dammkronen her. Gegen den Auslauf sind zwei Bedienungsstege angeordnet, die auf die ganze Länge des Gebäudes durchgehen; der untere soll die Rohre zugänglich machen und sie stützen, der obere dient zur Verbindung der Dammkronen. Die Leerläufe, durch die das Wasser zu normalen Zeiten von selbst abfließen kann, liegen seitlich im Untergeschoß der Flügelbauten. Es sind je zwei Öffnungen von 2,75 auf 4 m vorgesehen. Deren Abschluß geschieht, wenn die Pumpen in Wirksamkeit treten, durch doppelte eiserne Schütze, die, wenn hochgezogen, im Erdgeschoß der Anbauten stehen. Im Notfall können die Kanäle ebenso wie die Einläufe zu den Pumpen durch Dammbalken abgeschlossen werden, für die entsprechende Schlitze ausgespart wurden.

Den ganzen linken Flügel nimmt die elektrische Einrichtung ein; der Strom kommt mit der Spannung von 65000 V an und wird auf 6500 V umgeformt. Die beiden Transformatoren stehen im Erdgeschoß. Die Lieferung geschah durch die Compagnia Generale di Elettricità in Mailand.

Je zwei Flügelmauern schließen die Dämme gegen den Kanal ab, entsprechend den Wasserständen betragen die Höhen der Mauern 6,20 m auf der oberen und 11,20 m auf der unteren Seite.

Bei der Schleuse, die nur etwa 170 m entfernt ist, hatte man Gelegenheit, sich mit dem Boden vertraut zu machen. Es könnte die Frage auftauchen, warum man nicht auch beim Pumpenhaus Preßpfähle verwendet hat, deren Ergebnis doch befriedigend war. Das Maschinenhaus hat bedeutend größere Lasten, die sich mehrfach auf engen Raum zusammendrängen. Die Empfindlichkeit der Pumpen gegen Schiefstellungen verlangte eine viel größere Sicherheit der Gründung. Bei den Preßpfählen wäre eine engere Stellung nicht möglich gewesen; schon bei der Schleuse standen sie so eng beieinander, daß die Fußverbreiterungen sich berührten. Selbst wenn man auf diese verzichten und dem Pfahl durch größere Länge eine vermehrte Tragfähigkeit geben wollte, mußte man befürchten, die schon fertigen Pfähle beim weiteren Rammen des Rohres zu beschädigen. Ganz abgesehen davon hätte der zähe Lehm am Rohr dessen Herausziehen bedeutend erschwert. Man gab den Pfählen des Pumpenhauses durchschnittlich 30 t zu tragen, obwohl man auf Grund des Ergebnisses der Probepfähle hätte höher greifen können. Wider Erwarten traf man an einigen Stellen einen plötzlichen Wechsel im Widerstande des Bodens. Beinahe unmittelbar neben Pfählen, die mehr als erforderlich festsaßen, gab es solche, die zu stark zogen. Das strichweise Auftreten dieser Stellen mit schlechterem Baugrund ließ auf die auswaschende Wirkung von Grundwasserströmen schließen. An den betreffenden Stellen mußten die Pfähle entsprechend vermehrt werden. Der ganze Bau erhielt 678 Pfähle

Abb. 63. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpenhaus bei San Siro.
Längenschnitt.



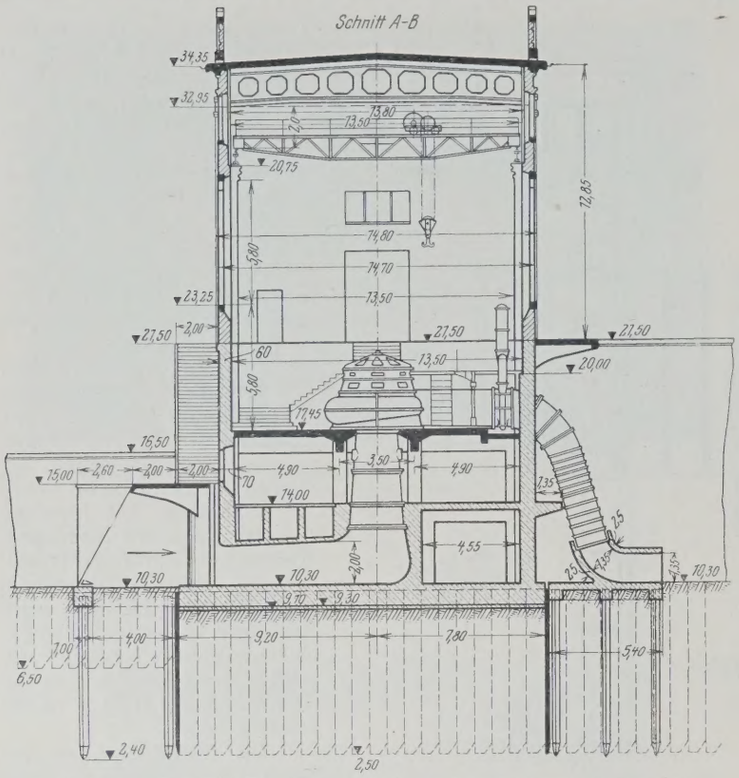


Abb. 63a. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpenhaus bei San Siro. Querschnitt durch den Pumpensaal.

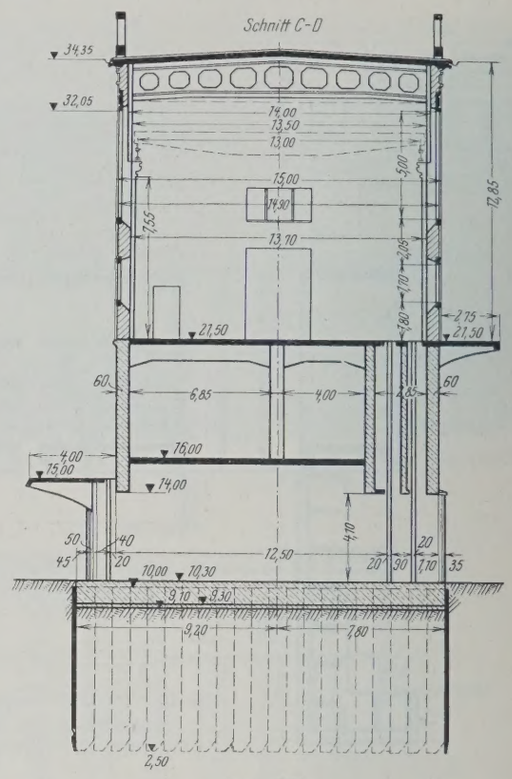


Abb. 63b. Querschnitt durch den linken Flügel.

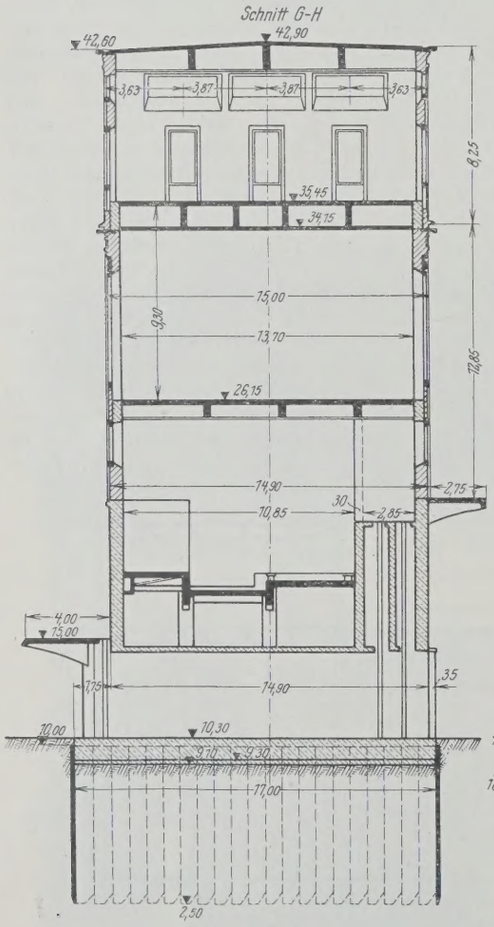


Abb. 63c. Querschnitt durch den rechten Flügel.

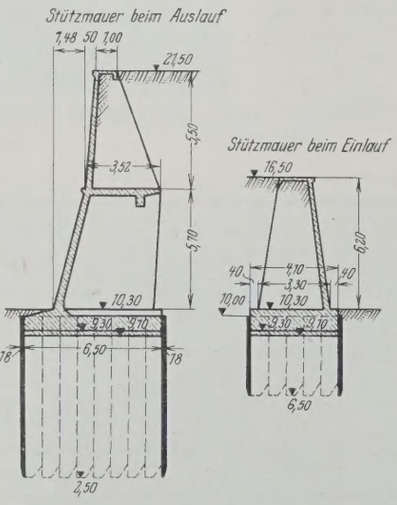


Abb. 63d. Querschnitt der Stützmauern.

des kleineren Profils mit etwa 13 m durchschnittlicher Länge und vier Pfähle des schwereren Profils von etwa 15 m Länge. Eine Grundplatte von 60 cm Stärke verbindet die Pfahlköpfe und bildet die Grundlage für die aufgehende Konstruktion.

Wie bei der Schleuse und den früher beschriebenen Bauwerken der Renana mußte auch hier verhindert werden, daß bei starkem Unterschiede der Wasserstände ein Durchsickern unter der Grundplatte eintrete. Je eine Spundwand von 5 m Höhe unter den äußeren Längswänden wurde bis in eine undurchlässige Schicht gerammt, um alle etwaigen Wasseradern abzuschneiden. Die Maßnahme war durchaus am Platz; denn später wurde mehrfach ein Durchsickern an den Seiten um die Spundwände herum festgestellt; es waren allerdings nur sehr unbedeutende Wassermengen; immerhin erkannte man daran die gute Wirkung der Spundwände. Bei den Pfählen bestätigten sich frühere Erfahrungen in bezug auf ihre Fähigkeit, wagerechte Kräfte aufzunehmen. Bei der Abnahme der Anlage, als im Ablaufbecken das Wasser etwa 9 m höher stand als im Zulaufkanal, verschob sich der Mittelbau wagerecht um etwa 4 mm, um nach Entlastung wieder vollständig in seine ursprüngliche Stellung zurückzukehren. Auch bei der oberen Stützmauer wurde eine geringe wagerechte Versschiebung nach vorn, jedoch ohne Kippen festgestellt.

Der Unterbau bis zur Höhe der Pumpen wurde in Eisenbeton konstruiert; dabei wurden die seitlichen Flügel vom Mittelbau durch Fugen abgetrennt, ebenso die Stützmauern unabhängig vom Hauptbau gemacht. Die große Mauer gegen das Auslaufbecken wurde außerdem noch mit Rücksicht auf die Verschiedenheit der Belastung durch zwei Fugen unterteilt. Die Außenmauern des großen Saales haben Pfeiler aus Eisenbeton, dazwischen Ausmauerung in Backstein. Das Dach wird von Bindern aus Eisenbeton getragen; darüber liegt eine aus vorbetonierten Hohlkörpern hergestellte Decke; zur Isolierung wurde deren Untersicht durch eine Unterdecke geschlossen, außerdem noch das Dach durch eine Schicht Hohlziegel gedeckt. Das Dach hat nur leichtes Gefälle; durch eine Asphaltschicht wird es wasserdicht gemacht. Beim Anbau links wurden die Umfassungsmauern ganz in Backsteinmauerwerk hergestellt, die Decken ohne Zwischenstützen in Eisenbeton.

Die äußeren Sichtflächen der Betonkonstruktion wurden gestockt; soweit die Wände starkem Wasserdruck ausgesetzt sind, erhielten sie Zementverputz. Die Sichtflächen des Mauerwerks wurden verfugt. Stürze für Türen und Fenster, Kämpfer und Fensterbänke wurden in veronesischem Marmor ausgeführt, ebenso die Verkleidung des Sockels. Die innere Ausstattung ist gediegen, aber ohne jeden unnötigen Aufwand. In Abb. 53 geben wir einige Übersichtszeichnungen; da die Anordnung ganz ähnlich ist wie bei dem im folgenden zu erörternden größeren Pumpwerk San Siro, sei wegen Einzelheiten auf dieses verwiesen; Abb. 54 bis 56 zeigen Aufnahmen während der Ausführung und das fertige Bauwerk.

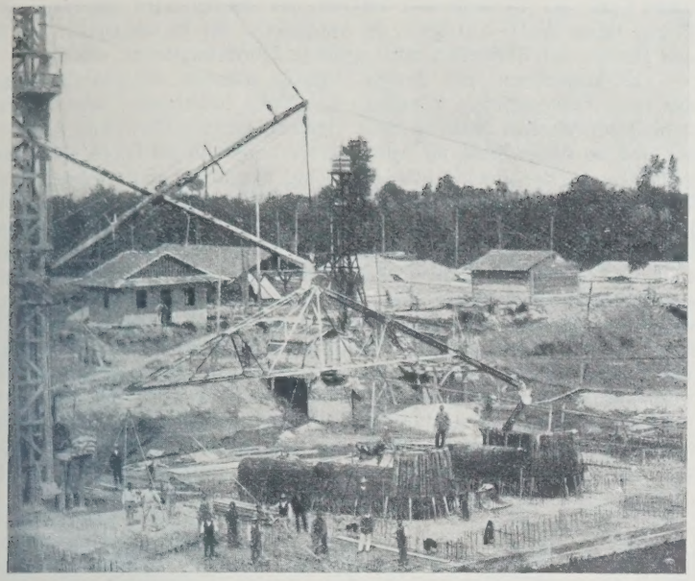


Abb. 64. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Herstellung der Grundplatte.

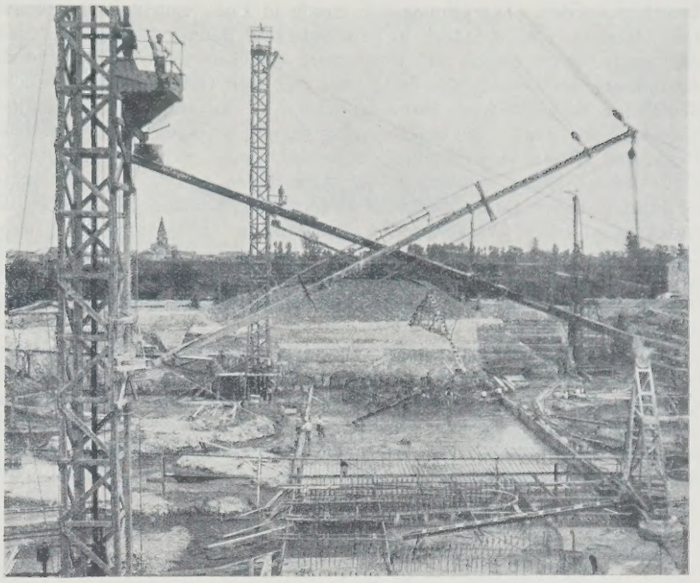


Abb. 65. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Herstellung der Grundplatte.

Pumpwerk bei San Siro. Das Pumpwerk für das tiefere Kanalnetz, die Anlage bei San Siro entspricht dem Werk Bondanello genau bis in Einzelheiten, nur daß acht Pumpen statt fünf aufgestellt sind, wodurch die Abmessungen des ganzen Gebäudes wesentlich größer wurden. Entsprechend der größeren Leistungsfähigkeit der Pumpen mußte auch bei der gegen den Secchia vorgelagerten Schleuse die Anzahl der Öffnungen von zwei auf drei vermehrt werden. Auf Einzelheiten der Beschreibung brauchen wir nicht mehr einzugehen; es sind nur über die abweichenden Gründungen noch einige Mitteilungen zu machen. Abb. 57 bis 61 geben die Übersichtszeichnung und Bilder der Schleuse bei San Siro.

In San Siro befinden wir uns in nächster Nähe des Po; der Untergrund besteht aus feinstem Schlammsand, der zwar gegen lotrechte Pressungen der Fundamente äußerst widerstandsfähig ist, den man aber fürchtet, weil er sich leicht ausspülen läßt und sehr durchlässig ist. Man mußte, wenn der Secchia um 9 m höher stand als das Wasser hinter der Schleuse, starke Durchsickerungen befürchten, für deren Verhinderung man sorgen mußte. Gleichzeitig mußte man bei der Ausführung dem hohen Grundwasserstande Rechnung tragen, was schwierige Wasserhaltungen verursacht hätte. Die Fundamentplatte für das Schleusenhaus wurde durch Spundwände in Eisenbeton vollständig umschlossen. Gegen den Secchia zu erhielten sie die bisher noch nicht ausgeführte Tiefe von 8,50 m, bei einem Querschnitt von 80/20 cm. Seitlich und landwärts begnügte man sich mit einer Höhe von 6,50 m. Außerdem wurde durch zwei Wände in Querrichtung die Platte in drei geschlossene Felder geteilt. Um das Einbringen der Spundbohlen im feinen Sande zu ermöglichen, bediente man sich der Einspülung. Die Spundbohlen erhielten seitlich halbkreisförmige Hohlkehlen, die, wenn zwei Bohlen aneinander liegen, einen geschlossenen Kanal bilden. Hier wurden beiderseitig Rohre eingeführt, die mit einem Druck von 7 at den Sand unter der Spitze wegspülten, so daß er mit dem Wasser zur Oberfläche heraufwirbelte. Dabei senkten sich die Spundbohlen unter ihrem eigenen Gewicht. Durch Regelung des Druckes von links bezw. rechts ließ sich die Richtung beim Absenken leicht beeinflussen, so daß ein dichtes Aneinanderlegen erreicht wurde. Der ganze Vorgang des Absenkens spielte sich in wenigen Minuten ab. Erst zum Schluß wurden mit dem Rammbären noch einige Schläge gegeben, um die Spundbohlen endgültig zu befestigen. Ausgießen der Hohlkehlen durch Zementmörtel ergab dichte Wände. In den einzelnen Abteilungen konnte nun während des Aushubes das Grundwasser ohne Schwierigkeiten

Abb. 67. Bonifica Parmigiana Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Inneres des Maschinensaals.

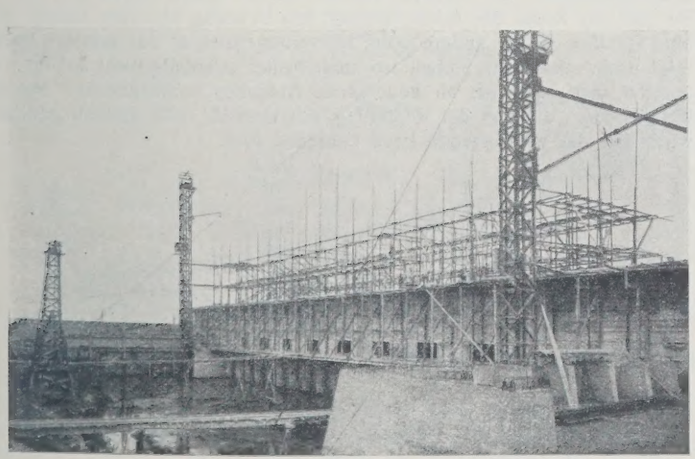


Abb. 66. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Herstellung des Unterbaues.

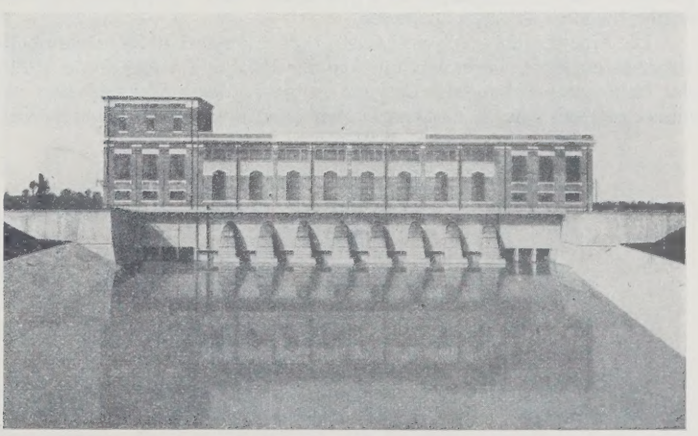


Abb. 68. Bonifica Parmigiana-Moglia. Pumpwerk bei San Siro. Ansicht gegen den Ablaufkanal.

bewältigt werden. Die Grundplatte wurde in zwei Schichten eingebracht. Die untere in 1,20 m Stärke in gewöhnlichem Beton; darüber kam dann die zweite 80 cm starke, mit Eisen stark bewehrte Platte. Während der Ausführung der Grundplatte hatte man mehrfach Gelegenheit, die Dichte der Wände zu beobachten, wenn das Wasser in den einzelnen Abteilungen ungleich hoch stand. Bei einer derartig gegen Unterspülungen geschützten Platte war an ein Ausweichen des Schwemmsandes nicht zu denken. Die Platte konnte daher unmittelbar auf dem Boden aufruhen. Auch später im Betrieb hat sich die vierfache Spundwand vollständig bewährt. Bei außergewöhnlichen Wasserständen im Secchia wird zwar nicht jedes Durchsickern verhindert; der Weg wird aber dem Wasser so erschwert, daß die ersten Spuren einer Durchsickerung erst nach drei bis vier Tagen bemerkt werden können, wenn also das Hochwasser im Fluß schon wieder im Abnehmen ist.

Beim Pumpwerk lagen die Verhältnisse wegen der größeren Entfernung vom Secchia etwas günstiger. Die Gründung wurde ganz ähnlich wie eben beschrieben hergestellt. Eine Spundwand von 7,50 m Tiefe umschließt die ganze rechteckige Grundplatte des Hauptbaues, die unmittelbar auf dem Boden aufliegt. Auch die Fundamente der Stützmauern erhielten vollständige Umfassungen durch Spundwände. Nur für die Unterstützung der Auslauftrichter und der Rechen vor den Einläufen wurden einige Pfähle gerammt. Man mußte auch die Bauteile gegen Unterspülung schützen, konnte das aber durch einige Pfähle billiger herstellen als durch weitere Reihen von Spundwänden. Da das Werk von San Siro in seinen Einzelheiten demjenigen von Bondanello entspricht, gehen wir nicht näher darauf ein; es sei auf die Übersichtzeichnungen Abb. 62 bis 68 verwiesen.

Beim Werk San Siro waren im ganzen über 7000 m³ Beton herzustellen; dabei leisteten zwei Ransomesche Gießtürme gute Dienste. Sie wurden bei diesem Bau von der Firma zum ersten Male verwendet (1923) und haben sich später auch bei verschiedenen kleineren Bauten bewährt, unter anderem auch bei einer der Eisenbahnbrücken.

Für die Hochbauten der beiden Pumpwerke mit den Gebäuden, für die Schleusen und den Durchlaß von San Prospero hatte das Konsortium den Mailänder Architekten Ferradini als künstlerischen Mitarbeiter zugezogen, dem es gelungen ist, gediegene, dem Charakter der Bauten entsprechende Lösungen zu finden.

Die Arbeiten, die die Società Costruzioni e Fondazioni für diese Bonifica auszuführen hatte, begannen im Sommer 1921 und waren Ende 1924 in der Hauptsache vollendet. Daß die Aufgabe, deren Durchführung nicht immer einfach war, in der kurzen Zeit bewältigt werden konnte, war in erster Linie der Umsicht und Tatkraft des bauleitenden Ingenieurs der Firma, Herrn Walter Gygax, zu verdanken, der es verstanden hat, für den Betrieb der Baustellen mustergültige Einrichtungen zu schaffen.

Das Konsortium, mit dessen Organen während der ganzen Bauzeit das beste Einvernehmen herrschte, hat nichts unterlassen, was zur Förderung der Arbeiten dienen konnte. Seinem Direktor, Herrn Ing. Pancini, sei auch an dieser Stelle für sein jederzeit bereitwilliges Entgegenkommen gedankt. In der Entwicklungsgeschichte des Eisenbetons werden diese Bauwerke nicht ohne Bedeutung bleiben und auch über die Grenzen Italiens hinaus Beachtung finden. Wenn nach Fertigstellung der Kanäle und Pumpwerke das Land anfängt zu trocknen, beginnt sofort die Bestellung der Felder. Ulmen werden in langen Reihen gepflanzt, damit sie einmal mit ihren Ästen, die jedes Jahr geschnitten werden, das nötige Brennholz liefern; in wenigen Jahren werden sich Reben von Baum zu Baum ranken. Für die neu anzusiedelnden Bauern werden gesunde Wohnhäuser gebaut. Auch die Milchwirtschaft soll stark gepflegt werden, weshalb da und dort Grünfuttertürme entstehen. Abb. 69 u. 70 zeigen, wie heute an den Orten, die noch vor wenigen Jahren wegen ihrer Fieberdünste gemieden waren, neues Leben blüht. Es sind Bilder aus den Gütern des Schöpfers der Bonifica Parmigiana-Moglia, des Ingenieurs Prampolini, der auch für die Entwicklung der Landwirtschaft vorbildlich wirkt.

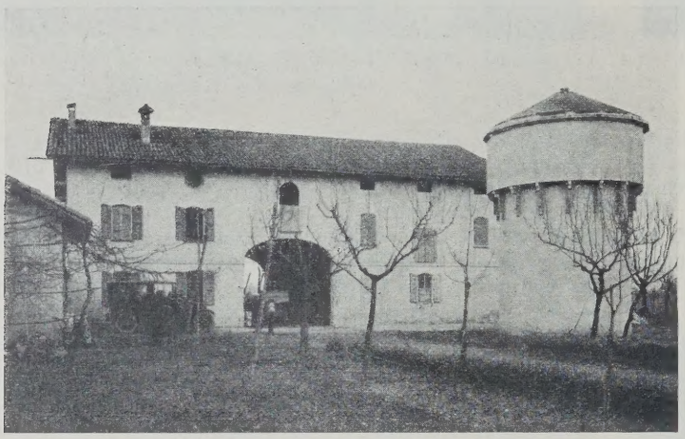


Abb. 69. Bonifica Parmigiana-Moglia.
Neues Bauernhaus mit Grünfuttersilo im entwässerten Gebiet.

Abb. 70. Bonifica Parmigiana-Moglia.
Grünfuttersilo im entwässerten Gebiet.

Das große Werk der Bonifiche geht auf die Schaffung neuen Kulturlandes, auf Mehrung des Ertrages hinaus. Viana sagt in seinem 1915 erschienenen Buch über die Bonifiche, daß in Italien zu viel Getreide angebaut, aber zu wenig hervorgebracht werde. Wo der Ertrag gering sei, sollten Weiden angelegt werden, sollte aufgeforstet werden, weil dadurch mehr erzielt werden könne als durch unergiebigen Getreidebau. „Wenn die 400 000 ha Sümpfe, die wir noch haben", sagt er, „in Getreidefelder umgewandelt sein werden und auf jedes Hektar im Mittel 2,50 t Getreide geerntet werden, beträgt die Ernte 1 000 000 t mehr als heute, was schon die Hälfte von dem ist, was wir jedes Jahr einführen müssen".

An der technischen Durchführung der Bonifiche wird noch mit voller Kraft gearbeitet. Der Norden Italiens, wo zu beiden Seiten des unteren Po und der Küste der Adria entlang von Venedig bis zum Isonzo sich eine Bonifica an die andere reiht, ist vorangegangen; das mittlere Italien folgt nach. Auch im Süden, wo man bisher ebenfalls nicht untätig war, bereitet man sich vor, an neue große Aufgaben heranzutreten. Mit der Entwicklung, die von der Regierung mit Umsicht und Tatkraft gefördert wird, darf das aufstrebende Land zufrieden sein.

Der Neubau des Ravennatal-Überganges bei km 22 4/7 der Höllentalbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnoberrat **Gasteiger**, R. B. D. Karlsruhe.

Aus der Baugeschichte der Höllentalbahn.

Nach jahrzehntelangen, bis in das Jahr 1845 zurückreichenden Bestrebungen der Bewohner des zwischen Freiburg im Breisgau und der Linie Villingen—Donaueschingen der badischen Schwarzwaldbahn liegenden Gebietes wurde in den Jahren 1884 bis 1887 nach den Entwürfen des Baudirektors Gerwig das erste Teilstück Freiburg—Neustadt i. Schw. der Verbindungslinie Freiburg—Donaueschingen, die sogenannte „Höllentalbahn", als eingleisige, regelspurige Nebenbahn erbaut. Sie geht von dem in der Oberrheinebene auf der Höhe 268,5 über NN gelegenen Hauptpersonenbahnhof Freiburg aus, benutzt zu ihrem Anstieg auf die Höhen des Schwarzwaldes zunächst zwischen Freiburg und Kirchzarten (km 10,9; Meereshöhe 391,8) das breite Dreisamtal, tritt bei Himmelreich (km 13,9; Meereshöhe 454,8) in das enge, steile, „Höllental" genannte Tal des Rotbaches ein und erreicht etwa 1 km östlich des Bahnhofs Hinterzarten (km 25,4; Meereshöhe 884,8) ihre größte Meereshöhe von 893,4, um von hier an bis zum Bahnhof Neustadt im Schwarzwald (km 34,9) wieder auf die Meereshöhe von 805,0 zu fallen (Abb. 1).

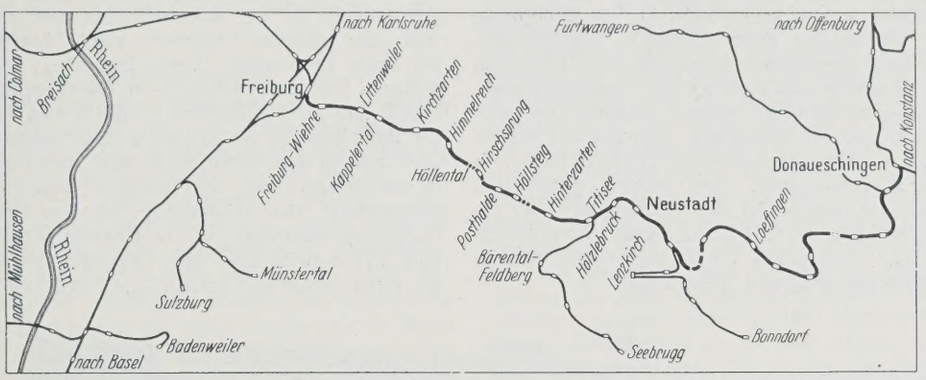


Abb. 1. Übersichtskarte der Höllentalbahn.

Nach den in den Jahren 1862/63 durchgeführten Planbearbeitungen wäre es durch künstliche Längenentwicklungen zwar möglich gewesen, die obengenannte Scheitelhöhe mit einer reinen Reibungsbahn zu erreichen, doch hätte eine solche Hauptbahn Freiburg—Neustadt nach den damaligen Untersuchungen einen Kostenaufwand von etwa 21 Mill. Mark erfordert. Die Badische Regierung konnte sich aber weder damals, noch bei einer erneuten Beratung im Jahre 1874 zur Aufwendung so hoher, in keinem Verhältnis zur Rentabilität stehender Kosten entschließen. Unter dem Drucke dieser Verhältnisse kam allmählich die Ansicht zum Durchbruch, daß zur Bedienung des örtlichen Verkehrs zwischen Freiburg und Neustadt eine möglichst einfach und billig zu erbauende Nebenbahn mit gemischtem Reibungs- und Zahnstangenbetrieb genüge. Von zwei wahlweise ausgearbeiteten Entwürfen für eine schmalspurige und eine regelspurige Nebenbahn wurde von der Badischen Regierung die regelspurige zur Ausführung bestimmt, weil man der Überzeugung war, daß die Fortführung der Bahn bis Donaueschingen doch nur eine Frage der Zeit sei und für eine durchgehende Bahn nur die Regelspur in Betracht kommen könne. So kam die Höllentalbahn in ihrer heutigen Form zustande, die gelegt ist. Der kleinste Krümmungshalbmesser dieser Strecke beträgt 240 m. Die Strecke Freiburg—Neustadt wurde am 23. Mai 1887 in Betrieb genommen (Abb. 2).

Schon im Jahre 1895 wurde durch Gesetz die Fortsetzung der Bahn über Löffingen nach Donaueschingen beschlossen und mit den Bauarbeiten im Jahre 1898 begonnen. Noch während des Baues dieser Strecke entschloß man sich, mit Rücksicht auf den nach Eröffnung der Neubaulinie zu erwartenden durchgehenden Verkehr und die damit zusammenhängende Verkehrsteigerung die neue Baustrecke als Hauptbahn auszubauen und auch auf der bisherigen Strecke Freiburg—Neustadt den Hauptbahnbetrieb einzuführen. Die Teilstrecke Neustadt—Donaueschingen ist mit einer größten Steigung von 1 : 100 gebaut; Halbmesser unter 300 m bis herab auf 240 m kommen nur an vier besonders schwierigen Stellen vor. Die neue Strecke und damit der durchgehende Verkehr Freiburg—Donaueschingen wurde am 20. August 1901 in Betrieb genommen. Seither hat der Verkehr auf der Höllentalbahn in einem Maße zugenommen, wie man es bei Erbauung der ersten Teilstrecke nicht voraussehen konnte. Neben dem durchgehenden Verkehr liegt auf der Teilstrecke Freiburg—Titisee (also gerade der betrieblich schwierigsten) hauptsächlich an Samstag-Nachmittagen und an Sonn- und Feiertagen im Sommer und Winter ein außerordentlich starker Ausflug- und Sportverkehr, der in letzter Zeit durch die Eröffnung der neuen Dreiseenbahn Titisee—Seebrugg noch einen weiteren Anstoß erhalten hat. Die zur Bewältigung dieses Massenverkehrs auf der Strecke Freiburg—Neustadt fahrenden Personenzüge sind aus 14 zweiachsigen Personenwagen zusammengesetzt; sie werden auf der genannten Strecke in der Regel durch zwei Reibungsmaschinen der Gattung Pt 35.14 (badische Lok VIb mit 14 t größtem Achsdruck) an der

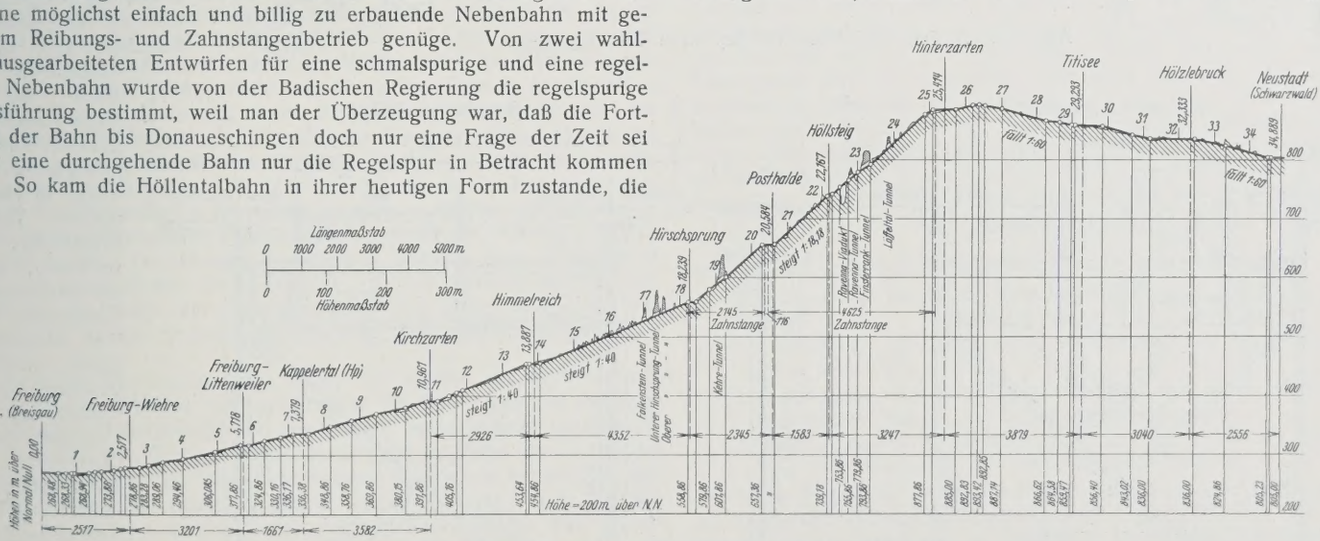


Abb. 2. Längenschnitt der Bahnstrecke Freiburg—Neustadt.

von Freiburg bis Hirschsprung (km 18,2: Meereshöhe 558,8) als Reibungsbahn mit der größten Steigung von 1 : 40 (25 ‰), von Hirschsprung bis Hinterzarten (km 25,4; Meereshöhe 884,8) als Zahnstangenbahn mit der größten Steigung 1 : 18,18 (55 ‰) und von Hinterzarten bis Neustadt wieder als Reibungsbahn mit der größten Neigung 1 : 60 (16,67 ‰) angelegt. Zugspitze geführt und auf der Zahnstangenstrecke Hirschsprung—Hinterzarten noch von einer am Zugschluß angekuppelten Zahnradmaschine nachgeschoben. Zu Tal fahren die Personenzüge nur mit Reibungsmaschinen an der Spitze, während die Güterzüge auch zu Tal von einer Zahnradmaschine an vorderster Stelle geführt werden müssen. Die Führung

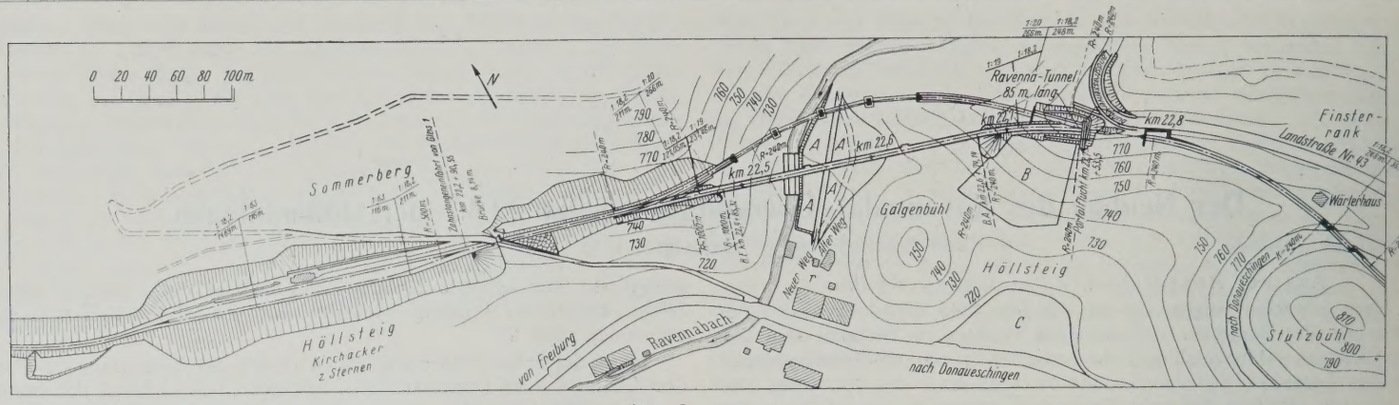


Abb. 3. Lageplan.

leistungsfähigerer, schwererer Maschinen ist zunächst ausgeschlossen wegen des schwachen Oberbaues (129 mm hohe Schienen von 36,2 kg/m und 60 mm hohe eiserne Schwellen von 42 kg Gewicht in 1 m Entfernung) und wegen der fast ausnahmslos der Brückenklasse K angehörenden Brücken. Da die Strecke Freiburg—Neustadt N-Strecke ist und die Führung besonders schwerer Reibungsmaschinen von mehr als 20 t Achsdruck beabsichtigt wird, müssen sämtliche Brücken der Strecke Freiburg—Neustadt auf N umgebaut oder verstärkt und der vorhandene Oberbau auf Reichsoberbau B 49 umgebaut werden. Mit diesen Arbeiten wurde in kleinerem Umfange bereits im Jahre 1924 begonnen. Das weitaus größte und schwierigste Brückenbauwerk der Strecke ist der Talübergang über die Schlucht des Ravennabaches zwischen km 22,4 bis 22,7 etwa 400 m östlich des Bahnhofes Höllsteig (km 22,2; Meereshöhe 740,0), über dessen Neubau im folgenden einiges Wissenswertes mitgeteilt werden soll.

Der alte Talübergang,

in den Jahren 1883/84 erbaut (Abb. 3 u. 4), überschreitet das tief eingeschnittene Tal des Ravennabaches mit einer Gesamtlänge von 222 m und einer gesamten Lichtweite von 134 m in 37 m mittlerer Höhe über der Sohle des Baches. (Vergl. Engeßer, Die Brücke über die Ravennaschlucht, Zeitschrift des Arch.- u. Ing.-Vereins Hannover 1889, Bd. XXXV, Heft 6 und „Die Bautechnik", Heft 2 vom 13. Januar 1928, Abb. 16 u. 17.) Die Bahn liegt auf der Brücke in einer Steigung von 1 : 20 (50 ‰) und auf dem unteren (westlichen) Widerlager sowie auf 14,75 m der ersten Öffnung in der Geraden, auf dem übrigen Verlauf in einem Bogen von 240 m Halbmesser. Der Talübergang hat vier Öffnungen von 35 m mittlerer (achsialer) Stützweite auf drei Sandsteinzwischenpfeilern von rd. 27, 30 und 27,5 m Höhe über dem Talboden. Die ganze Höhe der Pfeiler über der Fundamentsohle beträgt 34,4, 35,6 und 32,8 m; mit Ausnahme des zweiten, auf Flußgerölle gegründeten Zwischenpfeilers steht der Talübergang auf stark zerklüftetem, aber tragfähigem Gneis. Die schweißeisernen, frei aufliegenden Parallelträger doppelten Systems mit obenliegender Fahrbahn sind im Jahre 1884 von der Brückenbauanstalt Kaiserslautern hergestellt und wurden für eine Betriebslast von 12,5 t Achsdruck berechnet. Die Schienen liegen mit Unterlagsplatten unmittelbar auf den Längsträgern, die der Gleiskrümmung polygonal folgen und auf den Querträgern aufgelagert sind. Ein Windverband ist in der Ebene der Querträgeroberkante angebracht und an die Obergurte der Hauptträger in Höhe des unteren Teils des Stegbleches angeschlossen, so daß die Systemlinie des Obergurtes wesentlich oberhalb der Ebene des Windverbandes liegt. Die Knotenpunkte des Untergurts sind durch Querkreuze und einen unteren Querriegel festgelegt. Ein eigentlicher unterer Windverband fehlt dagegen. Das gesamte Eisenwerk wiegt 256 t. Die festen Auflager (Flächenlager) liegen auf den Widerlagern und dem

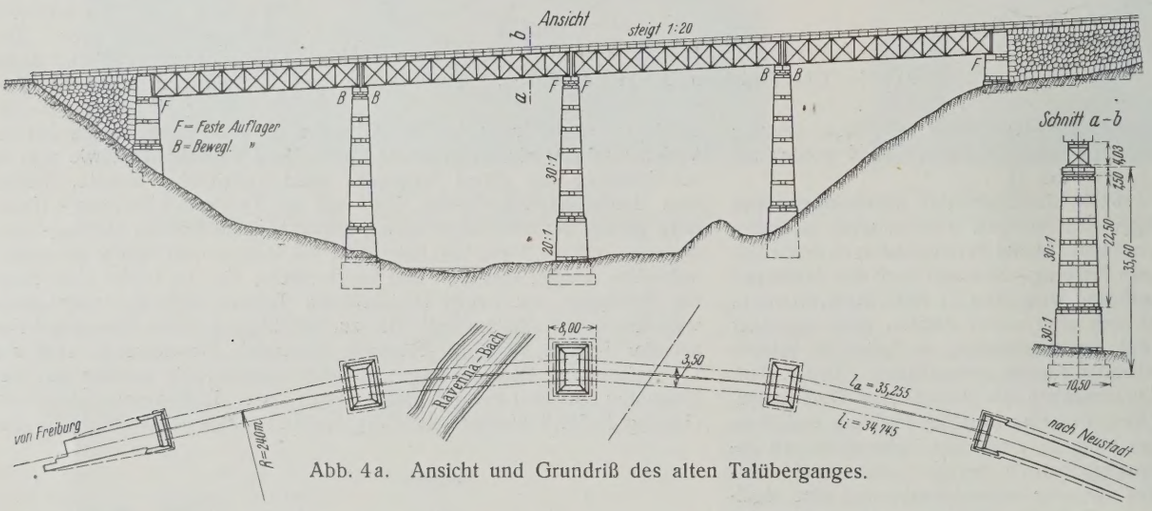


Abb. 4a. Ansicht und Grundriß des alten Talüberganges.

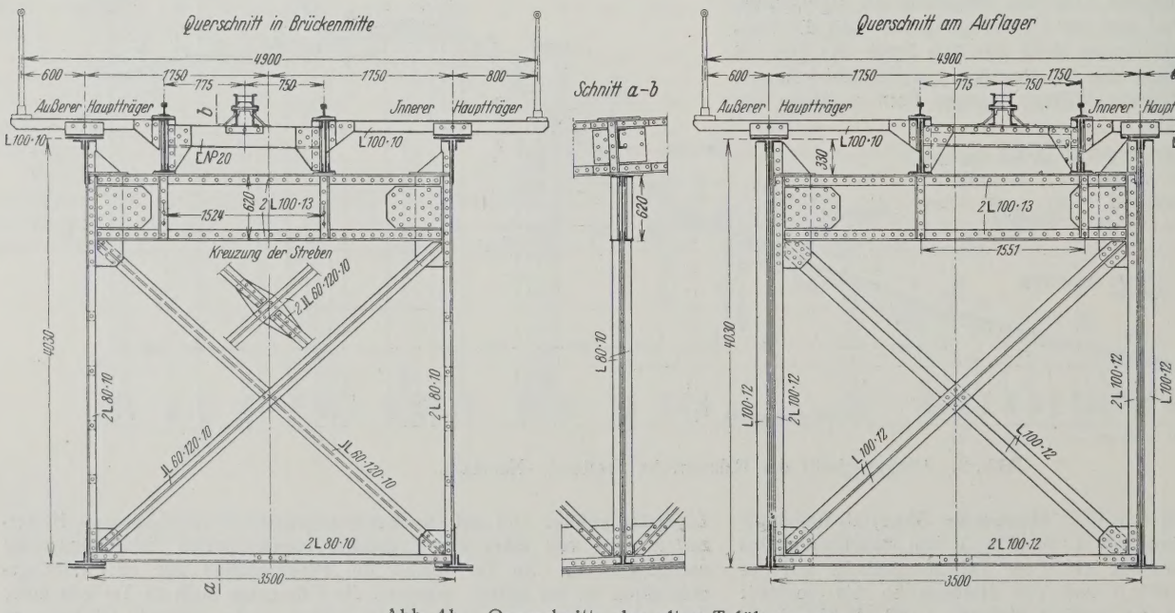


Abb. 4b. Querschnitte des alten Talüberganges.

zweiten Zwischenpfeiler; der erste und dritte Zwischenpfeiler tragen als bewegliche Auflager Rollenlager mit unmittelbarer Auflagerung der Hauptträger auf den Rollen.

Das Eisenwerk gehört der Klasse K an; als größte Betriebslast sind zurzeit zwei Maschinen der Gattung Pt 35.14 mit einseitig angehängten Wagen vorgeschrieben. Ein Verkehr schwererer Maschinen ist ausgeschlossen, so daß Maschinen der Gattung Gt 57.19 (T 20), die den Vorspann erspart und den Betrieb wirtschaftlicher gestaltet hätten, nicht zugelassen werden konnten. Ferner ist die Seitensteifigkeit des Eisenwerks nicht genügend, verursacht durch die schwachen Abmessungen und die besondere bauliche Anordnung der Verbände, insbesondere durch die ungenügende Übertragung der wagerechten Kräfte auf die Obergurtung. Dazu kommen die Einflüsse der besonders ungünstigen, stark gekrümmten Linienführung der Bahn an der Brückenstelle. Wie der Lageplan (Abb. 3) zeigt, folgen sich von km 22,4 an fünf entgegengesetzt gekrümmte Bogen von 240 m Halbmesser mit Zwischengeraden von eben noch der Vorschrift des § 7⁴ B O entsprechenden Längen von 37 bis 48 m. Diese Verhältnisse gaben Anlaß, die Fahrgeschwindigkeit, die sonst auf der Zahnstangenstrecke auf 35 km/Std. für Personenzüge und auf 23 km/Std. für Güterzüge vorgeschrieben ist, in dem angegebenen Bereich auf 15 km/Std. zu ermäßigen und die Einhaltung dieser Geschwindigkeit durch Kontrollapparate nachzuprüfen.

Die ersten Vergleichsentwürfe

für einen Umbau versuchten, das vorhandene Eisenwerk (Abb. 4) so zu verstärken, daß es der N-Belastung gewachsen war. Zu diesem Zwecke sollten die Hauptträger durch einen dritten Gurt (Hängegurt) mit biegungsfesten Ständern und durch ein vierfaches Strebensystem verstärkt werden. Die Fahrbahn sollte Holzschwellen auf Peine-Längsträgern erhalten. (Mit Rücksicht auf eine gute Auflagerung der Zahnstangen wären statt der Holzschwellen eiserne Querschwellen nach Ausführung der Reichsbahndirektion Oldenburg für die Ausführung in Frage gekommen.) Unter den Querträgern sollte ein Sprengwerk eingebaut werden, das zugleich als Querkreuz zu dienen und in Verbindung mit einem neuen unteren Windverband die Seitensteifigkeit zu verbessern hatte. Außerdem waren neue Kipp- und Rollenlager vorgesehen. Die vorhandenen Pfeiler mußten zur sicheren Übertragung der Haupt- Brems- und Windkräfte der N-Belastung mit Eisenbeton ummantelt werden. Namentlich die letztere Arbeit hätte in Anbetracht der schwierigen örtlichen Verhältnisse und der großen Pfeilerhöhe selbst bei bester, sorgfältigster Ausführung keinen unbedingt sicheren Erfolg versprochen, was vor allen Dingen kaum nachprüfbar gewesen wäre.

Ein zweiter Vergleichsentwurf wollte unter Beibehaltung der ebenerwähnten Pfeilerummantelung die schwierige und zeitraubende Verstärkung des Eisenwerks durch neue Fachwerkträger mit Schotterbettüberführung ersetzen.

Ein anderer Vorschlag versuchte, die Verstärkung der Hauptträger unter Umgehung der Ummantelung der vorhandenen Pfeiler durch Einbau je eines mittleren Zwischenpfeilers zwischen je zwei vorhandene Pfeiler zu erreichen; die neuen Zwischenpfeiler hätten dabei die festen Auflager erhalten und dementsprechend ausgebildet werden müssen, während die vorhandenen Pfeiler die beweglichen Auflager und damit in der Hauptsache nur noch senkrechte Belastungen erhalten hätten, denen sie auch ohne Verstärkung gewachsen waren. Im übrigen wäre das Eisenwerk wie beim ersten Entwurf — abgesehen von dem dritten Gurt — zu verstärken gewesen. Eine Variante sah unter Beibehaltung des Gedankens der neuen Zwischenpfeiler statt der Verstärkung des vorhandenen Eisenwerks neue, über zwei Öffnungen durchgehende Blechträger mit Schotterbettüberführung vor. In beiden Fällen wäre aber der zweite Zwischenpfeiler mitten in den Ravennabach zu stehen gekommen, der in scharfem Bogen um ihn herum hätte geführt werden müssen, wobei der rechtseitige steile, über 300 m hohe Geröllhang angeschnitten worden wäre. Außerdem hätten die neuen Pfeiler in Verbindung mit den vorhandenen von der Landstraße aus infolge der Überschneidung der Pfeiler durch die zur Brückenachse schiefe Blickrichtung das Bild einer geschlossenen Mauer ergeben.

Ein letzter Vergleichsentwurf dieser Art endlich sah an Stelle von eisernen Trägern den Bau von Gewölben in der Weise vor, daß zwischen die vorhandenen Sandsteinpfeiler unter deren beiderseitiger Verstärkung Gewölbe von 28 m l. W. eingespannt wurden, die mit ihrem oberen Scheitel noch unter dem Untergurt des bestehenden Eisenwerks blieben, so daß sie ohne Störung des Betriebes gebaut werden konnten; auch die die Fahrbahn auf dieses Gewölbe abstützenden kleineren Pfeiler hätten noch ohne Betriebsstörung zwischen die einzelnen Felder des Eisenwerks eingebaut werden können, wobei das Fehlen des unteren Windverbandes diesem Bauvorgang zu statten gekommen wäre. Nach diesem Gedanken ist inzwischen der Viadukt von Grandfey von den Schweizerischen Bundesbahnen umgebaut worden. Da aber der Ravennatal-Übergang im Gegensatze zu dem ebengenannten schweizerischen Talübergang nur eingleisig ist, hätte sich die Ausführung der Fahrbahn selbst kaum anders als unter zeitweiliger Einstellung des durchgehenden Verkehrs zwischen den Bahnhöfen Posthalde und Hinterzarten mit Aufrechterhaltung des Personenverkehrs durch Kraftwagen durchführen lassen.

Allen bisher erwähnten Vorentwürfen gemeinsam ist die Absicht der Beibehaltung der bestehenden, stark gekrümmten Linienführung mit ihrer ungünstigen Rückwirkung auf die Betriebsführung. Diese Linienführung wurde seinerzeit offenbar gewählt, um den Talübergang an die günstigste, die geringste Brückenlänge ermöglichende Stelle zu stellen, wie aus den Schichtenlinien des Lageplans deutlich zu erkennen ist. Außerdem war hier der Gneisfelsen für die Widerlager- und Pfeilergründungen in geringster Tiefe anzutreffen. Der durch diese Linienführung bedingte wiederholte rasche Wechsel der Krümmung ohne ausreichend lang bemessene Zwischengeraden konnte für die ursprünglich nur dem örtlichen Verkehr bestimmte Nebenbahn genügen, wurde aber für den heutigen Hauptbahnbetrieb mit Durchgangsverkehr und Eilzügen immer störender, so daß es unbedingt geboten war, diesen Übelstand bei dem Umbau des Talübergangs gleichfalls zu beseitigen. Dies wurde durch die neue, aus dem Lageplan ersichtliche Linienführung erreicht, die das Tal des Ravennabaches in gerader Linie in ungefährer Verlängerung der Bahnhofsgeraden von Höllsteig überschreitet. Da die Steigung auf dem alten Talübergang glücklicherweise auf 1:20 ermäßigt war, konnte die durch diese Linienbegradigung verursachte Verkürzung um 14,12 m in Kauf genommen werden, ohne die Höchststeigung von 1:18,18 (55‰) überschreiten zu müssen; die Steigung auf der verlegten Linie beträgt 1:19 (52,6‰). Auf diese Weise treten zwischen km 22,4 bis 23,0 an Stelle von vier Bogen jeweils entgegengesetzter Krümmung von 240 m Halbmesser nunmehr zwei Bogen gleichen Krümmungssinnes von 240 m Halbmesser und ein Bogen desselben Krümmungssinnes von 1000 m Halbmesser, der für den Betrieb ohne jede Bedeutung ist und nur eingelegt wurde, um den Gleisbogen am oberen Ende des Talübergangs so weit, als es aus örtlichen Gründen möglich war, außerhalb des Talübergangs zu halten. Diese Linienverlegung war nur ausführbar, wenn es sich als möglich erwies, den unmittelbar oberhalb des Talübergangs liegenden 85 m langen Ravennatunnel an seinem unteren, westlichen Ende um etwa 38 m zu kürzen, da ohne diese Tunnelöffnung der Anschluß an die neue Gerade nicht zu gewinnen war. Diese Tunnelabtragung setzte ferner die Verschiebung der über dem Tunnel liegenden Höllentalstraße Freiburg—Neustadt um etwa 20 m gegen den Berg voraus. Es war kein leichter Entschluß, die Abtragung der Tunnelüberlagerung an dieser Stelle ernstlich ins Auge zu fassen, zumal das Studium der Bauakten ergab, daß beim Bau des Tunnels gerade an dieser Stelle starker Gebirgsdruck aufgetreten war, der die Bauleitung veranlaßt hatte, den Tunnel in westlicher Richtung um 7 m zu verlängern. Auch die Bodenuntersuchungen durch Probeschächte und -stollen und die Auskunft der badischen Geologischen Landesanstalt ergaben übereinstimmend, daß die Überlagerung aus zerklüftetem, wenig standhaftem Gneis bestehe. Nach genauer Geländeaufnahme und gründlicher Prüfung aller örtlichen Verhältnisse hat man sich, nachdem die Badische Wasser- und Straßenbaudirektion ihre Zustimmung zur Verlegung der Landstraße gegeben hatte, doch entschlossen, die Tunnelöffnung zu wagen in der Überlegung, daß die örtliche Bodengestaltung (zu vergleichen die Schichtenlinien des Lageplanes) es erforderlichenfalls ermöglichte, die zunächst mit der Neigung 3:1 angenommenen Felsböschungen bis auf die Neigung 1:1 abzuflachen, was auch im schlechtesten Fels werde standhaft sein müssen, und daß man sich an der ungünstigsten Stelle, wo Straße und neues Tunnelportal sich im Grundrisse sehr nahe kommen, mit einer entsprechenden Erhöhung des Tunnelportals und einer senkrecht zu den Fallinien stehenden Stützmauer werde helfen können. Allerschlimmstenfalls wäre endlich nach Betriebsüberleitung die teilweise Wiedereinwölbung über der neuen Linie in Betracht gekommen. Jedoch hat sich die letztere Maßnahme glücklicherweise nicht als notwendig erwiesen. Für die

neue Linienführung

wurden vier Vergleichsentwürfe aufgestellt:

1. Talübergang mit sieben gewölbten Öffnungen von je 20 m lichter Weite;
2. Talübergang mit fünf gewölbten Öffnungen von 26, 34, 34, 26 und 20 m lichter Weite;
3. Talübergang mit fünf Fachwerkträgern von 35 m Stützweite auf gemauerten Pfeilern mit Schotterbettüberführung;
4. Talübergang mit Pfeilerstellungen wie bei 1., aber mit Blechträgern von 24 m Stützweite mit Schotterbettüberführung.

Unter diesen vier Vergleichsentwürfen wurde von der Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft im August 1925 der Entwurf 1 aus Beton mit Steinverkleidung der Widerlager, Pfeiler und Gewölbeüberbauten und mit Gewölben aus Natursteinen als der nach Lage der örtlichen Verhältnisse und unter Berücksichtigung der Anlage- und Unterhaltungskosten wirtschaftlichste zur Ausführung genehmigt. Für die Wahl der Steinverkleidung des Betons war maßgebend, daß der in 760 m Meereshöhe liegende Talübergang bei der feuchten Luft in der Ravennaschlucht, den häufigen und starken Niederschlägen und der langen Frostperiode des

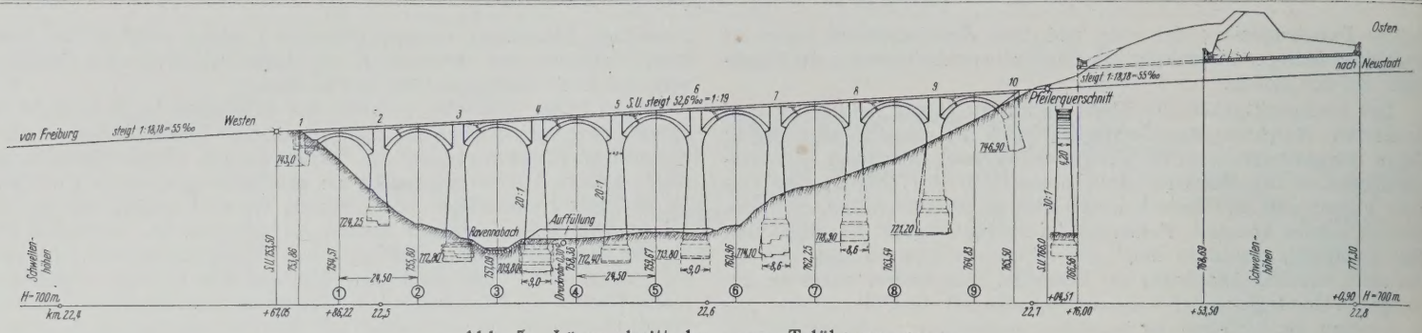


Abb. 5. Längsschnitt des neuen Talüberganges.

Hochschwarzwaldes Witterungseinflüssen ausgesetzt sein wird, die im Verein mit den bei Beton auftretenden Schwindrissen zerstörend wirken und so die Lebensdauer eines nicht mit Natursteinen verkleideten Betonbauwerks herabsetzen würden. Selbst die Sandsteinpfeiler des alten Talübergangs zeigen an manchen, offenbar nicht mit Steinen bester Qualität verkleideten Stellen schon Verwitterungserscheinungen, die auf Frostwirkung und Winderosion zurückgeführt werden müssen.

Nach grundsätzlicher Genehmigung des Entwurfs wurde alsbald die Linienverlegung in der Natur abgesteckt und versichert; für die Einzelbearbeitung des Entwurfs wurden Längs- und Querschnitte aufgenommen. An Hand dieser Geländeaufnahmen wurden die endgültigen Stellungen der Pfeiler festgelegt und hierbei auch die Endwiderlager des Vorentwurfs zur Ersparnis an Mauerwerkmassen noch in zwei weitere gewölbte Öffnungen aufgelöst, so daß der endgültige ausgeführte Entwurf statt der obengenannten sieben Öffnungen deren neun mit acht Zwischenpfeilern und zwei Endwiderlagern erhielt (Abb. 5). Die Endwiderlager und Zwischenpfeiler sind von Westen nach Osten, also in steigender Richtung mit 1 bis 10, die Gewölbeöffnungen in derselben Richtung mit 1 bis 9 durchnumeriert. Anfang Oktober 1925 wurde begonnen, in der Achse der Widerlager und Pfeiler Probeschächte von 2 auf 2 m Querschnitt zur Bodenuntersuchung bis auf den gewachsenen Felsen niederzutreiben. Während sich nach dem Ergebnis dieser Probeschächte auf dem westlichen Talhang und in der Talsohle des Ravennabaches, d. h. bei den Pfeilern 1 bis 6 in einer Tiefe von 6 bis 8 m unter Gelände tragfähiger Gneisfelsen vorfand, machte die Abteufung der Probeschächte im östlichen Talhang, also bei den Pfeilern 7, 8 und ganz besonders 9, erhebliche Schwierigkeiten und erforderte ungewöhnlich viel Bauzeit. Es erwies sich, daß der östliche Talhang bis in große Tiefen aus verwittertem Gehängeschutt, untermischt mit großen Findlingen und feinem, lehmhaltigem Sand, bestand. Der tragfähige Felsen wurde bei Pfeiler 9 erst in einer Tiefe von rd. 29 m unter Geländeoberfläche angetroffen, bei Pfeiler 8 in einer Tiefe von rd. 21 m und bei Pfeiler 7 in einer Tiefe von im Mittel 18 m.

Auf Grund des Ergebnisses der Bodenuntersuchungen wurde der gesamte Entwurf für den Talübergang, die Tunnelverkürzung und die Landstraßenverlegung im Winter 1925/26 auf der Reichsbahndirektion Karlsruhe in allen Einzelheiten ausgearbeitet.

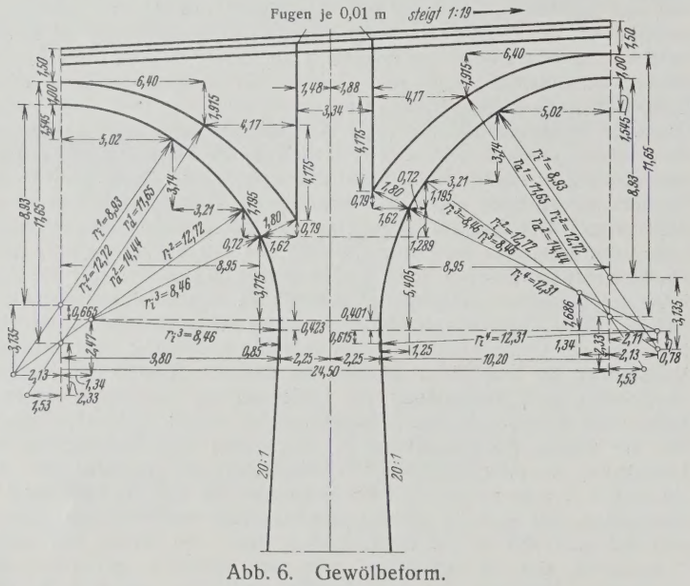


Abb. 6. Gewölbeform.

Beschreibung des neuen Talübergangs.

Die acht Pfeiler des Talübergangs haben eine Stärke von 4,5 m an der Einschnürung zwischen den senkrechten Bogentangenten und von hier an einen tangential aus der inneren Bogenlinie ausgehenden Anzug von 20 : 1 in der Brückenachse und von 30 : 1 senkrecht hierzu, beginnend in der Linie der Pfeilereinschnürung (Abb. 5 u. 6). Die lichte Weite der Bogen zwischen den Pfeilern beträgt 20 m. Wegen der starken Steigung 1 : 19 der Fahrbahn sind die Kämpferpunkte zweier aufeinanderfolgender Bogen an jedem Pfeiler um 1,29 m in der Höhe gegeneinander versetzt. Infolgedessen kragt auch der Kämpferpunkt der inneren Leibung des höher liegenden Bogens jeweils um 0,40 m (1,25 m gegen 0,85 m) weiter aus als der entsprechende Punkt des unteren Bogens, und die senkrechte Symmetrieachse der Gewölbe liegt um 0,20 m von der Mittellinie zwischen je zwei benachbarten Pfeilern nach oben verschoben. Dagegen sind die neun Gewölbe selbst trotz der Steigung symmetrisch mit gleich hohen Kämpfern und haben zwischen den Kämpferpunkten der inneren Leibung eine lichte Spannweite von 17,90 m bei 5,88 m innerer Pfeilhöhe. Für die durch die Mitten der Scheitel- und Kämpferfugen gehende Bogenachse beträgt die Spannweite 19,52 m, die Pfeilhöhe 5,985 m und das Pfeilverhältnis 1 : 3,26.

Die Korbbogenlinie der inneren Leibung ist aus sechs, die äußere Bogenlinie des Gewölberückens aus drei Kreisbogen gebildet. Die Gewölbe haben 1,0 m Scheitel- und 1,80 m Kämpferstärke und sind zwischen den Stirnen 4,20 m breit; nur das Gewölbe der Öffnung 9 mußte wegen des dort vorhandenen Gleisbogens von 240 m Halbmesser auf 4,40 m zwischen den Stirnen nach außen (Norden) verbreitert werden. Die Stirnebenen der Gewölbe selbst haben keinen seitlichen Anzug; der seitliche Anzug 30 : 1 senkrecht zur Brückenachse beginnt vielmehr — wie schon erwähnt — erst in der Linie der Pfeilereinschnürung. Die Übermauerung über den Pfeilerköpfen ist von der Gewölbeübermauerung beiderseits durch senkrechte, bei den Kämpferpunkten des Gewölberückens beginnende Bewegungsfugen getrennt. Der 1,60 m breite Zwischenraum zwischen den 1,30 m starken Stirnmauern über den Gewölbezwickeln ist mit Magerbeton 1 : 15 bis zur Höhe des Gleiskoffers ausgefüllt (Abb. 7). Letzterer ist wannenförmig ausgebildet, 3,30 m breit, seitlich 0,30 m und in der Gleisachse 0,60 m tief; er ist seitlich begrenzt durch 0,40 m starke Gurtplatten und darüberliegende 0,30 m starke Abdeckplatten, die zusammen um je 0,37 m aus der Ebene der Gewölbestirnen auskragen und auf ihren Stirnseiten die Steinschrauben für die eisernen Geländerpfosten aufnehmen, so daß der Talübergang zwischen den Geländern eine lichte Breite von 5,0 m erhält. Der im Gefälle von 1 : 19 liegende Gleistrog ist durch eine doppelte Lage Asphaltisolierplatten und einen darüberliegenden 4 cm starken, mit Drahtnetz bewehrten Schutzbeton wasserdicht abgedeckt und in jeder der Öffnungen 2 bis 9 durch ein sich erweiterndes gußeisernes Rohr von 15/20 cm l. W. durch das Gewölbe hindurch nach unten entwässert. Die Öffnung 1 ist an ihrem unteren, westlichen Ende durch einen besonderen Entwässerungsschacht mit anschließender Pflasterrinne entwässert (Abb. 5).

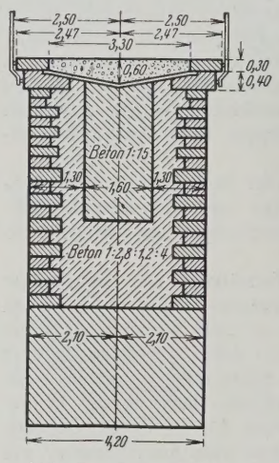


Abb. 7. Querschnitt.

Der neue Talübergang ist — wie schon erwähnt — für die N-Belastung der Deutschen Reichsbahn berechnet; die N-Belastung besteht bekanntlich aus zwei siebenachsigen Tenderlokomotiven mit 25 t Achsdruck und ein- oder zweiseitig angehängten vierachsigen Großgüterwagen mit 20 t Achsdruck in ungünstigster Stellung. (Vergl. „Hütte“, 25. Aufl., Bd. III, S. 1095. Abb. 252.)

Die Gewölbeform wurde zunächst unter der Annahme gleichmäßig verteilter Verkehrslast nach dem Stützlinienverfahren zeichnerisch untersucht und dieses Verfahren nach einer ersten Verbesserung der Gewölbeform wiederholt. Zur genauen Festlegung der Bogenachse des erstmals verbesserten Gewölbes wurden die Stützlinien für folgende vier Belastungsannahmen rechnerisch bestimmt:

1. Eigenlast des Gewölbes samt Übermauerung und Gleis;
2. Eigenlast wie unter 1. und halbe, über das ganze Gewölbe gleichmäßig verteilte Verkehrslast N;
3. Eigenlast wie unter 1. und volle, über das ganze Gewölbe gleichmäßig verteilte Verkehrslast N;
4. Eigenlast wie unter 1. und volle Verkehrslast N auf der rechten bezw. linken Gewölbehälfte; diese beiden Stützlinien weichen wegen der ungleich hohen Übermauerung etwas voneinander ab.

Auf zeichnerischem Wege wurde nun durch Auftragen dieser errechneten Stützlinien in großem Maßstabe von 1:20 eine zwischen den beiderseitigen Ausschlägen der genannten Stützlinien möglichst genau die Mitte einhaltende Linie für die Bogenachse gesucht und für diese sodann die inneren und äußeren Leibungslinien des Gewölbes als Korbbogen nach Abb. 6 bestimmt. Die Stützlinie aus dem Eigengewicht des Gewölbes allein (ohne Übermauerung) fällt sehr genau mit der Mittellinie des so bestimmten Gewölbes zusammen; dagegen war für das gesamte Eigengewicht (Gewölbe + Übermauerung + Gleisgewicht) die Erfüllung dieser Forderung wegen der durch die starke Steigung 1:19 bedingten ungleich hohen Übermauerung von dem symmetrischen Gewölbe nicht zu erreichen.

Nach dieser Voruntersuchung mit dem Stützlinienverfahren wurde das Gewölbe (Abb. 6) als ein an den Kämpfern fest eingespannter elastischer Bogen mit Einflußlinien durchgerechnet, wobei für die Berechnung der Spannungen aus der Verkehrsbelastung die Einzellasten des Lastenzuges N ohne Stoßzuschläge verwendet wurden. Zugspannungen treten hiernach im Gewölbe unter Eigengewicht und Verkehrsbelastung nicht auf. Über die im Gewölbe unter dem Einfluß von Eigengewicht, Verkehrslast N und Wärme (± 10° C) auftretenden größten Spannungen gibt nachfolgende Tabelle Aufschluß:

Größtwerte der Spannungen im Gewölbe in kg/cm²:

Belastung durch:	Im Scheitel		Im Kämpfer	
	σ_o	σ_u	σ_o	σ_u
Eigengewicht e	— 8,70	— 5,02	— 4,59	— 9,30
Eigengewicht e + Lastenzug N	— 15,83 — 8,02	— 6,98 — 2,58	— 11,91 — 0,90	— 16,15 — 4,18
Wärme t (± 10° C) (E = 100 000 kg/cm²)	± 2,85	∓ 3,71	∓ 3,89	± 3,68
Größtwerte aus $e + N \pm t$:	— 18,68 — 5,17	— 10,69 + 1,13	— 15,80 + 2,99	— 19,83 — 0,50

σ_o = Spannung im Gewölberücken. σ_u = Spannung in der Gewölbeleibung.
— = Druckspannung. + = Zugspannung.

Bei der Berechnung der Pfeiler wurde auch der volle Winddruck in die Rechnung eingeführt, während bezüglich der Bremskräfte die Annahme berechtigt ist, daß sie von dem durch die Zahnstange besonders steifen Schienengestänge weiter geleitet werden, da die bauliche Anordnung des Gleistroges die Übertragung nennenswerter Bremskräfte durch Reibung auf die Brücke nicht ermöglicht. Das Gleis ist zudem unmittelbar oberhalb und unterhalb des Talübergangs — wie auch sonst auf der Zahnstangenstrecke — zur Aufnahme aller Schubkräfte durch Betonklötze in den Untergrund verankert. Unter diesen Annahmen beträgt die größte Druckspannung in der Pfeilereinschnürung (beim Bogenanfang) 13,8 kg/cm²; im Pfeilerschaft 16,9 bis 17,0 kg/cm² und an der Fundamentsohle 11,9 kg/cm², was für den vorhandenen Felsuntergrund ohne weiteres zulässig ist.

Gleichzeitig mit den Bodenuntersuchungen wurde auch das Wasser des Ravennabaches durch die bautechnische Versuchsanstalt für Beton an der Technischen Hochschule Karlsruhe auf seine Eignung als Anmachwasser für Beton und auf etwaige für Beton schädliche Bestandteile untersucht. Das Wasser erwies sich nach dem Gutachten der Versuchsanstalt als sehr weich (1,1 deutsche Härtegrade) und ziemlich reich an freier Kohlensäure (CO_2: 8 mg/l), so daß es zwar als Anmachwasser für Beton sehr wohl geeignet, aber infolge seiner geringen Härte imstande sein werde, auch schwerlösliche Kalksalze, wie kohlensauren Kalk zu lösen, wobei die freie Kohlensäure den Lösungsvorgang befördern werde. Das Wasser werde daher beim Vorbeifließen Betonflächen durch Herauslösen von Kalk allmählich angreifen und zerstören können. Es wurde empfohlen, Maßnahmen zu treffen, daß das Wasser nicht unmittelbar am Beton vorbeifließen könne. Obgleich eine spätere Wasseruntersuchung durch die chemisch-technische Prüfungs- und Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Karlsruhe einen Gehalt an freier Kohlensäure von nur 1,7 mg/l an der Entnahmestelle selbst gemessen, und von nur noch 0,8 mg/l nach Beförderung nach Karlsruhe und Untersuchung im Institut dort ergab, hielt man es doch für geboten, umfangreiche Vorkehrungen zur Sicherung des Betons der Pfeilerfundamente gegen die erwähnten Gefahren zu treffen. Zu diesem Zwecke wurden bei den rechts und links des Ravennabaches stehenden Pfeilern 3 und 4 die Betonfundamente von der Felslinie bis zum Beginn der Granitsteinverkleidung sehr sorgfältig durch säurefeste Klinker in Hochofenzementmörtel 1:3 versetzt verkleidet und außerdem durch ein ebenfalls mit säurefesten Klinkern verkleidetes

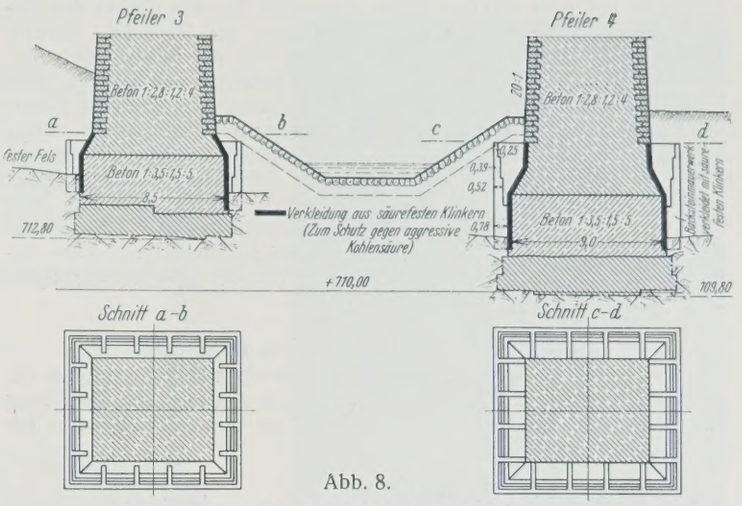


Abb. 8.

Ummantelung der Fundamente der Pfeiler 3 u. 4.

Backsteinmauerwerk in demselben Mörtel ummantelt, das mit dem Pfeilerfundament durch Aussteifungswände verbunden ist; die dazwischen frei bleibenden Zellen sind satt mit Tonschlag ausgestampft (Abb. 8).

Baustoffe.

Ebenfalls noch vor dem öffentlichen Ausschreiben der Bauarbeiten wurde eine gründliche Prüfung der für die Beton- und Mörtelbereitung in Betracht kommenden Baustoffe bei der Prüfungsanstalt für Beton an der Technischen Hochschule Karlsruhe veranlaßt. Es wurden geprüft:

1. Grubensand aus dem Vorland der Kinzig bei Kehl/Kork auf Kornzusammensetzung durch Siebanalyse, ferner durch chemische und mineralogische Untersuchung, sowie durch Mörtelproben 1:3 aus ungewaschenem und gewaschenem Sand:
2. Steinsand aus dem bahneigenen Schotterbruch Artenberg bei Steinach im Kinzigtal (Gneis) in derselben Weise;
3. Schotter, Splitt und Quetschsand aus einem in der Nähe der Baustelle anstehenden, von der badischen Geologischen Landesanstalt als verwendbar bezeichneten Schapbachgneis.

Die Quetschsande der Oz. 2 und 3 erwiesen sich nach dem Ergebnis dieser gründlichen Untersuchung wegen ihres großen Feinmehlgehaltes auch in gewaschenem Zustande als dem Kinzigsand stark unterlegen. Bei der Bauausführung wurde deshalb von der Verwendung von Quetschsanden ganz abgesehen und in der Hauptsache Grubensand aus dem Vorlande der Kinzig bei Kork, sowie Sand aus einem Vorkommen bei Wintersdorf verwendet; Splitt — der grundsätzlich gewaschen werden mußte — und Schotter kamen zu etwa $^2/_3$ des gesamten Bedarfs vom reichsbahneigenen Bruche Artenberg (Gneis), der Rest aus Oppenau im Renchtal (Porphyr). Sämtlicher Zement stammt aus dem Zementwerk Leimen bei Heidelberg.

Die Granitvorsetzsteine und die Granitwölbsteine stammen aus den Brüchen von Raumünzach im Murgtal, Waldulm im Achertal, Oberkirch im Renchtal, Seebrugg-Blasiwald (Schluchsee) und Tiefenstein im Albtal.

Von dem beim Bau verwendeten Beton und Mörtel wurden ständig Probewürfel hergestellt und untersucht. Über die Ergebnisse gibt folgende Tabelle Auskunft:

Raumteile	Portlandzement	Sand 0,3 bis 7 mm	Splitt 10 bis 25 mm	Schotter 25 bis 45 mm	Druckfestigkeiten in kg/cm² nach 28 Tagen	1 Jahr
Betonwürfel	1	2,8	1,2	4,0	203 bis 345	484
(30 cm	1	3,5	1,5	5,0	190 „ 221	358 bis 369
Kantenlänge)	1	5,25	2,25	7,5	100 „ 133	—
Mörtel	1	3,0	(Kinzigsand)		345 „ 507	—
(7 cm Kanten-	1	3,0	(Wintersdorf)		311 „ 351	—
länge)	1	3,0	(Normensand zum Vergleich)		372 „ 402	—

Probewürfel der Mischung 1 R.-T. hochwertiger Zement: 3 R.-T. gewaschenem Kinzigsand von Kork von 0,3 bis 5 mm Korngröße für den Gewölbemörtel ergaben nach 7 Tagen Druckfestigkeiten von 221 kg/cm² (Mittel aus drei Versuchen) und Zugfestigkeiten von 26,5 kg/cm².

Wegen der geringen Leistungsfähigkeit der Zahnstangenstrecke und der an ihr liegenden Bahnhöfe für den Massengüterverkehr wurde auf dem im Jahre 1913 neu erbauten, mit Lagerplätzen und Abstellgleisen reichlich ausgestatteten, 7 km östlich der Baustelle liegenden Bahnhof Titisee (km 29,3; Meereshöhe 859,2 m) an einem Ladegleis von 200 m

Nutzlänge ein etwa 2500 m² großer Lagerplatz für den Umbau des Talübergangs vorbehalten und dem Unternehmer zur Verfügung gestellt. Von hier aus wurden die Baustoffe allnächtlich in der Betriebspause von 23^{00} bis 4^{30} in Arbeitszügen zur Baustelle gefahren und hier in Silos bezw. auf den oberen, bei dem westlichen Tunnelportal liegenden Lagerplatz abgeladen. Der größte tägliche Wagenzulauf zur Baustelle betrug 24 Wagen, wovon 40% 20-t-Wagen; der kleinste tägliche Zulauf war 7 Wagen. Ein Teil der für die Aufmauerung der Pfeilerfüße während des Jahres 1926 erforderlichen Granitvorsetzsteine wurde auch auf dem einigermaßen leistungsfähigen Bahnhof Posthalde (km 20,6; Meereshöhe 657,4 m) angeliefert, von dort mit Lastkraftwagen zu der nur 2 km entfernten Baustelle verbracht und auf dem dort in der Talsohle angelegten Lagerplatz gelagert.

Baubeginn; Einrichtung der Baustelle.

Nach Abschluß der umfangreichen Entwurfbearbeitung wurden die gesamten Arbeiten im Mai 1926 in einem Lose öffentlich zur Vergebung ausgeschrieben und auf Grund des Ergebnisses dieses Wettbewerbs der Arbeitsgemeinschaft der Firmen F. X. Sichler & Freiburger Baugesellschaft, beide in Freiburg im Breisgau, Ende Juli 1926 der Zuschlag zur Ausführung des Talübergangs in Beton mit Sichtflächenverkleidung aus Granitvorsetzsteinen, Gewölbe aus Granit, erteilt. Der Unternehmer hat sofort nach Zuschlagerteilung (bereits am 2. August 1926) mit großer Tatkraft mit der umfangreichen Einrichtung der Baustelle und mit den ersten Bauarbeiten begonnen, wobei die verhältnismäßige Nähe der Baustelle bei dem Sitze der Unternehmungen dem raschen Beginn der Bau- und Einrichtungsarbeiten sehr förderlich war. Zunächst wurde mit der Verlegung der Landstraße oberhalb des Ravennatunnels am 9. August 1926 begonnen, wobei dem Unternehmer sehr zustatten kam, daß diese Straße zufällig vom 13. August bis 3. September 1926 zur Vornahme von Walzarbeiten von der Straßenbauverwaltung gesperrt war, so daß die Sprengarbeiten für etwa 1500 m³ Erd- und Felsbewegung, die Straßenherstellung und die beiderseitigen Straßenanschlüsse ohne Störung durch Rücksichtnahme auf die Aufrechterhaltung des Straßenverkehrs sehr rasch gefördert werden konnten. Bereits am 3. September 1926 konnte die verlegte Straßenstrecke dem Verkehr übergeben werden.

Zur Versorgung der Baustelle mit elektrischer Energie mußte von Hinterzarten eine besondere Freileitung von 3480 m Länge für 15-kV-Drehstrom zu einer an der Landstraße in der Nähe der Baustelle anzulegenden behelfsmäßigen Umformerstation von 200 kW Anschlußleistung gebaut werden, in der der Strom auf die Gebrauchsspannung von 220/380 V abgespannt und mit einer 250 m langen Leitung der Baustelle zugeführt wurde. Diese Stromversorgung konnte Mitte September 1926 in Betrieb genommen werden; der Höchstbedarf der Baustelle betrug 120 kW. Solange die elektrische Fernleitung noch nicht betriebsfähig war, standen ein Dampfdrehkran von 5 t Tragkraft und zwei Benzinmotoren von 10 bis 12 PS zur Verfügung. Ab 8. August 1926 war ferner eine eigene behelfsmäßige elektrische Kraftstation von 30 kW für die Aufzüge und Kompressoren bis Mitte September in Betrieb. Mit diesen behelfsmäßigen Einrichtungen wurden bereits am 2. August 1926 die Aushubarbeiten für die Fundamente der Pfeiler 9 und 5, am 5. August bei Pfeiler 4, am 9. und 10. August bei den Pfeilern 6 und 7 und am 13. August bei Pfeiler 3 begonnen. Für die Unterbringung des überschüssigen Fundamentaushubes der Pfeiler 2 bis 7 und der Abbruchmassen der Pfeiler des alten Talübergangs stehen die Flächen *A* (Abb. 3) in der Talsohle zur Verfügung, die nach Fertigstellung aller Bauarbeiten einzuebnen, mit Humus zu überdecken und wieder als Wiese anzulegen sind. Für die übrigen Abtragsmassen steht die Fläche *B* (Abb. 3) unter ähnlichen Bedingungen zur Verfügung. Ferner wurde gleich Anfang August 1926 der Bau eines Schrägaufzuges mit elektrisch angetriebener Aufzugwinde auf dem östlichen Talhang parallel zur neuen Brücke von der Talsohle bei Pfeiler 6 bis zur Höhe der Bahnlinie nach dem dort vor dem westlichen Tunnelportal des Ravennatunnels gelegenen Lagerplatz in Angriff genommen und am 21. August beendet. Zu derselben Zeit waren auch bereits die Verladeeinrichtungen und die Silos für Sand, Splitt und Schotter fertig, die an den südlichen Flügel des oberen, langgestreckten Widerlagers des alten Talübergangs angebaut wurden. Ein weiterer Silo wurde in der Talsohle zwischen dem obersten Pfeiler des alten Talübergangs und dem Fußpunkte des Schrägaufzugs bei km 22,6 gebaut, der durch eine steile, mit Blech ausgekleidete Fallrinne von oben beschickt wurde. Über den Schütttrichtern des oberen Silos lief ein elektrisch betriebener Auslegerdrehkran parallel zum Betriebsgleis der Höllentalbahn, der die mit Arbeitszügen in der nächtlichen Betriebspause angebrachten Baustoffe (Sand, Splitt, Schotter) in die Silos entleerte bezw. auf den Lagerplatz ablagerte (Vorsetz- und Wölbsteine). Außerhalb der Betriebspause war der Ausleger des Drehkrans in einer zur Gleisachse parallelen Stellung durch Einheitsschloß profilfrei verschlossen und gleichzeitig die Einführung des Kabels, und damit die Stromzuführung zum Kran mechanisch unmöglich gemacht. Der Schlüssel dieses Einheitsschlosses war beim Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig über dem Zugmeldeapparat an einem Schlüsselbrett aufbewahrt; der Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig war dafür verantwortlich, daß kein Zug nach Hinterzarten angeboten oder von dorther angenommen wurde, solange der Schlüssel nicht am Schlüsselbrett hing. Das Vorhandensein des Schlüssels am Schlüsselbrett war vom Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig in der telegraphischen Zugmeldung zu bestätigen; der Fahrdienstleiter des Bahnhofs Hinterzarten war mitverantwortlich, daß der Bahnhof Höllsteig diese Zugmeldevorschriften auch einhielt. Für die Überwachung der Baustelle war eine besondere Wartstation „Ravennabrücke“ geschaffen, ständig mit einem Wärter besetzt und in die Streckenleitung einbezogen. Der Wärter der Wartstation hatte den Kranschlüssel persönlich beim Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig abzuholen und nach Gebrauch wieder persönlich dort abzugeben. Er hatte nach Abfahrt der Arbeitszüge die Strecke zu untersuchen und sie dem Fahrdienstleiter des Bahnhofs Höllsteig frei zu melden. Vor Eingang dieser Meldung durfte kein Zug angeboten oder angenommen werden.

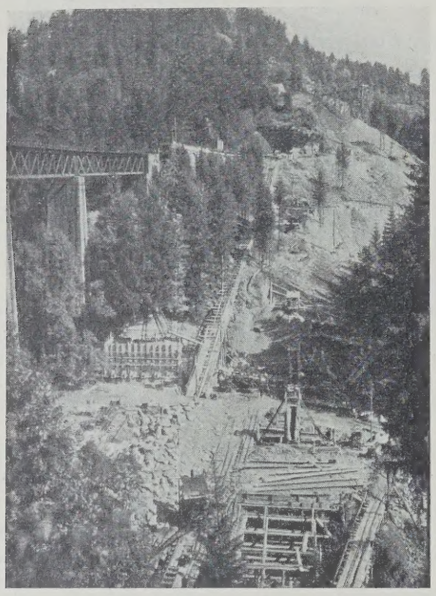


Abb. 9. Baustelleneinrichtung am 21. VIII. 1926.

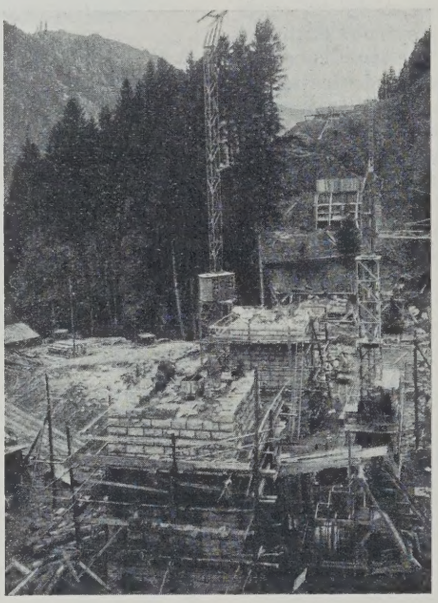


Abb. 10. Aufmauern der Pfeiler.

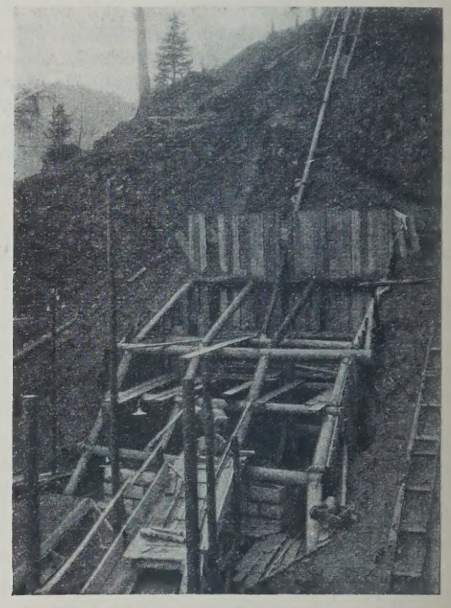


Abb. 11. Schachteinbau für Pfeiler 2.

Gründung der Pfeiler und Widerlager.

Der Zustand der Baustelle und der Stand der Einrichtungsarbeiten am 21. August 1926, also knapp drei Wochen nach Baubeginn, ist aus Abb. 9 zu ersehen: links der alte Talübergang in Richtung nach Osten (steigende Richtung der Bahn) gesehen; an seinem oberen Ende der obere Silo mit dem darüberfahrenden Entladedrehkran; darunter in der Talsohle der

untere Silo, dessen drei Rutschrinnen für Sand, Splitt und Schotter deutlich zu erkennen sind, ebenso seine Entnahmeschurren; daneben der Schrägaufzug zum westlichen Portal des Ravennatunnels und dem dort befindlichen Lagerplatz (Höhenunterschied 44 m); etwa 24 m über dem Tunnelportal die verlegte Landstraßenstrecke und rechts das Schüttgerüst mit darunterliegender Schutthalde, herrührend vom Abtrage der Massen für die Landstraßenverlegung; rechts neben dem Schrägaufzug unter dem Tunnelportal das Aufzuggerüst über dem Schacht für Pfeiler 9 mit darunterliegendem Zugangstollen zum Schacht; im unteren Drittel des Talhangs dieselbe Einrichtung für Pfeiler 7; die Aushubarbeiten für Pfeiler 8 wurden erst angefangen, nachdem die Pfeiler 9 und 7 bis zur Geländehöhe hochbetoniert und hinterfüllt waren, da man es nicht wagte, in dem hohen Geröllhang drei so tiefe Schächte von etwa 10 auf 10 m Grundrißfläche gleichzeitig niederzubringen; in der Talsohle die Aufzuggerüste für die Pfeilerfundamente 6 und 5; links daneben die untere Betonmischmaschine; ganz im Vordergrunde des Bildes der Schachteinbau der Fundamentgrube des Pfeilers 4 (auf dem linken Ufer des Ravennabaches) mit dem sie bedienenden Dampfdrehkran.

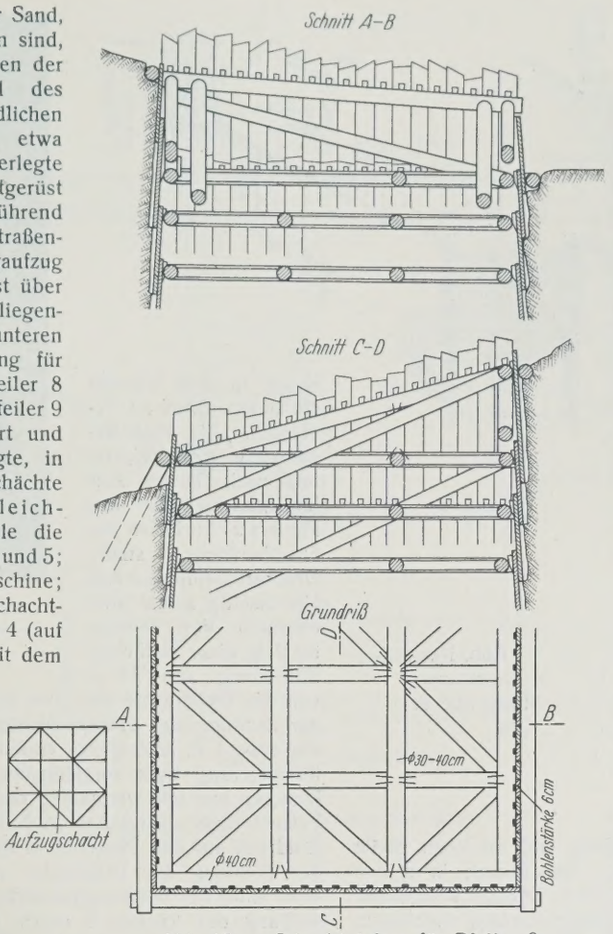


Abb. 12a. Schachteinbau für Pfeiler 9.

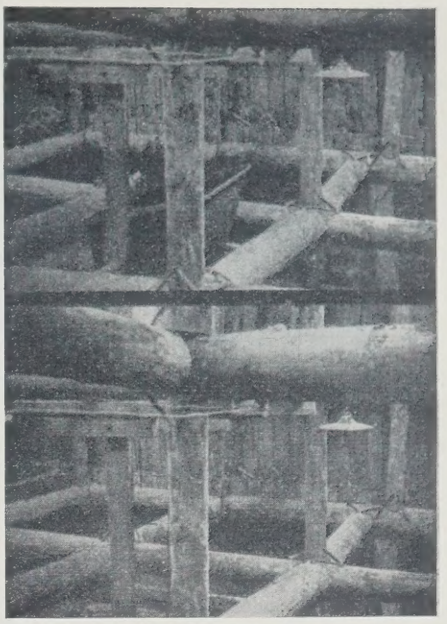


Abb. 12b. Schachteinbau für Pfeiler 9.

Der Aushub, Holzeinbau und die Wasserhaltung boten bei den Fundamenten der Pfeiler 3 bis 6 keine besonderen Schwierigkeiten. Bei den Pfeilern 5 und 6 wurde der tragfähige Fels am 11. September 1926, bei den Pfeilern 3 und 4 am 27. und 28. September 1926 erreicht und in allen Fällen unmittelbar daran anschließend mit dem Betonieren der Fundamente im Mischungsverhältnis 1 R.-T. Portlandzement : 3,5 Sand : 1,5 Splitt : 5 Schotter begonnen, wobei eine Druckfestigkeit W_b nach 28 Tagen von mindestens 100 kg/cm² verlangt war. Bei den Pfeilern 3 und 4 rechts und links des Ravennabaches ging das Betonieren infolge der schon beschriebenen Verkleidung des Fundamentbetons mit Klinkern etwas langsamer vonstatten, als bei den unverkleideten Pfeilern. Nach beendetem Ausrüsten und Hinterfüllen der Baugrube konnte am 6. Oktober 1926 bei den Pfeilern 5 und 6 und am 19. Oktober 1926 bei den Pfeilern 3 und 4 mit dem Aufmauern der Pfeilerschäfte über Tage begonnen werden; Mischungsverhältnis des aufgehenden Betons: 1 Zement : 2,8 Sand : 1,2 Splitt : 4 Schotter, wobei ein W_b nach 28 Tagen von 120 kg/cm² verlangt war. Für das Aufmauern der Pfeiler waren inzwischen zwei Turmdrehkrane von 42 und 32 m größter Auslegerhöhe aufgestellt worden, deren Bahnen südlich und nördlich parallel zur Bauwerkachse verliefen. Den Zustand der Baustelle am 30. Oktober 1926 in Richtung nach Westen gesehen stellt Abb. 10 dar: rechts oben am Bildrande das untere, westliche Widerlager des alten Talübergangs; links davon oben am Westhang die Fundamentgrube des Widerlagers 1; darunter auf halber Höhe des Hanges der Schachteinbau für Pfeiler 2 (Abb. 11 in einem späteren Bauzustande mit Betonabfallröhren von 25 cm Durchm.); am Fuße des Hanges Pfeiler 3 bereits in der Aufmauerung begriffen, während Pfeiler 4 noch im Boden steckt; im Vordergrunde des Bildes die Pfeiler 5 und 6; zwischen beiden die Zufahrtstraße, auf der die Granitvorsetzsteine in diesem Bauabschnitt mit Lastkraftwagen vom Bahnhof Posthalde herangeführt wurden. Vorsetzsteine, Mörtel- und Betonmulden wurden durch die Turmdrehkrane von ihren Fahrgestellen von 60 cm Spurweite abgehoben und auf die jeweilige Arbeitshöhe der Pfeilerschäfte gehoben. Es wurden in einem Arbeitsgang immer eine Binder- und darüber eine Läuferschicht von je 30 bis 35 cm Schichthöhe aufgemauert und sodann mit Beton in drei Schichten bis Oberkante der Vorsetzsteine hinterstampft. Das folgende Aufmauern zweier weiterer Schichten Vorsetzsteine durfte erst nach genügendem Erhärten des Betons (frühestens nach 12 Stunden) stattfinden. In die frische Betonmasse der Pfeiler wurden zur Erzielung einer größeren Scherfestigkeit in den Arbeitsfugen zwei Reihen rauhe Granitbruchsteine (etwa 70 cm lang und 50/50 cm im Querschnitt) in lichten Abständen von etwa 1 m gegeneinander versetzt links und rechts der Brückenachse 40 cm tief einbetoniert. Ende November 1926 war im Fundament des Pfeilers 2 eine 3 m starke Fundamentplatte einbetoniert; die Pfeiler 3 bis 6 waren 4, 8, 16 und 13 m über Gelände hochgemauert.

Sehr viel schwieriger erwiesen sich die Gründungsarbeiten bei den Pfeilern 7 und namentlich 9, bei denen erst in rd. 18 und rd. 29 m Tiefe unter Geländehöhe der feste tragfähige Fels angetroffen wurde, während er unter dem östlichen Widerlager des alten Talüberganges schon in geringer Tiefe ansteht. Die Felsoberfläche bildet hier eine Art Grat, dem die alte Bahnlinie fast genau folgt, wie aus den Schichtenlinien der Felsüberlagerung zu schließen ist, die der Felsoberfläche konform verläuft. Von der alten Linie gegen die neue fällt die Felsoberfläche sehr steil —

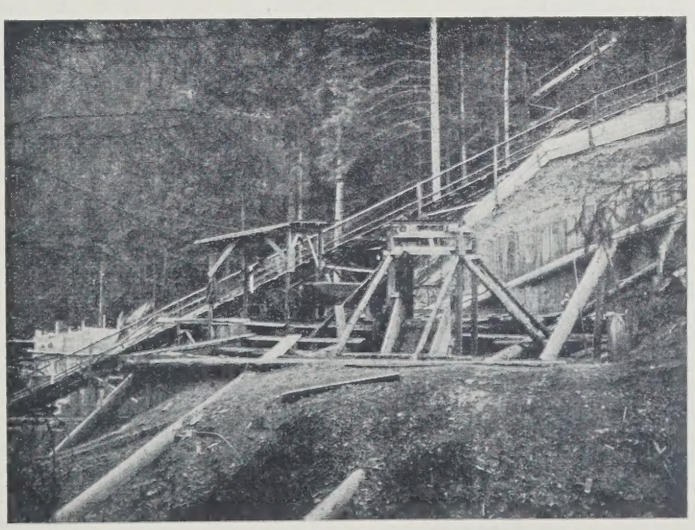


Abb. 13.
Aufzug für Pfeiler 7.

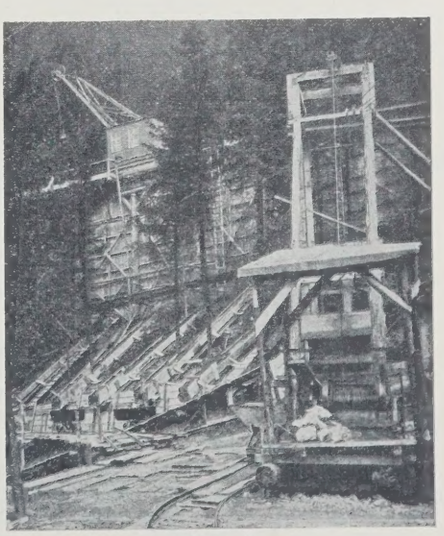


Abb. 14.
Aufzug für Pfeiler 9, Silo und Entladekran.

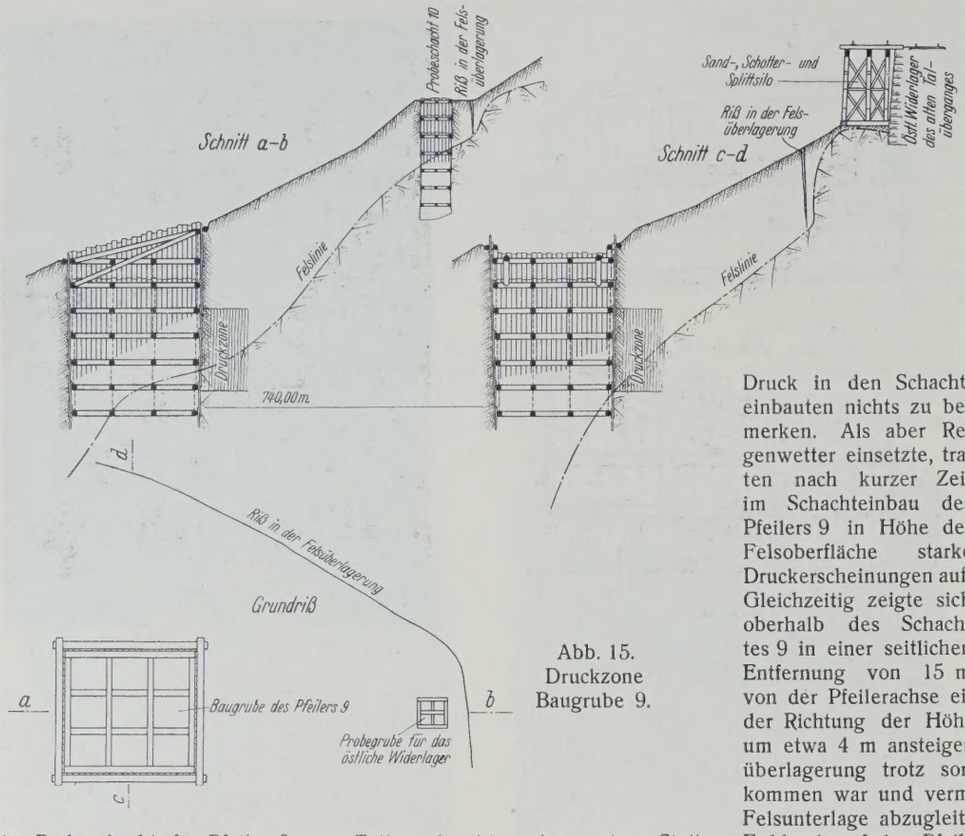


Abb. 15. Druckzone Baugrube 9.

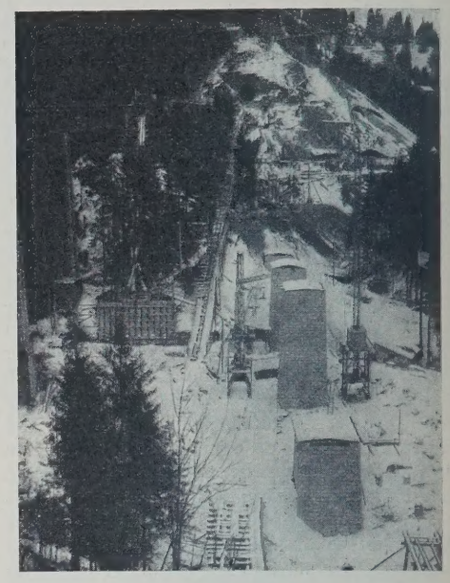


Abb. 17. Stand der Bauarbeiten. Ende Januar 1927.

im Probeschacht für Pfeiler 9 zum Teil senkrecht und an einer Stelle sogar überhängend — ab; der Gneisfelsen ist hier überall in seinen obersten Teilen stark verwittert, in seinem ganzen Gefüge weitgehend zerklüftet und öfters mit roten, sehr harten Ganggranitadern durchsetzt. Die Felsüberlagerung besteht aus losem, mit dem Pickel leicht zu lösendem, teilweise lehmhaltigem Gehängeschutt, untermischt mit bis zu 1,5 m³ großen Findlingen. Diesem Befund entsprechend ist man beim Abteufen der etwa 9,5 auf 10 m im Grundriß messenden Schächte für die Pfeiler 7, 8 und 9 von vornherein mit größter Vorsicht und mit schwerem, bergmännischem Holzeinbau vorgegangen (Abb. 12a u. b). In der senkrechten Mittelachse der Schächte lief ein Materialaufzug unter Benutzung des Einbaues der Probeschächte bis zu einem über Tage errichteten Aufzugturm mit seitlich aufgestellter, elektrisch angetriebener Seiltrommel (Abb. 13 für Pfeiler 7; Abb. 14 Aufzugturm für Pfeiler 9 mit dem an das obere Widerlager des alten Talübergangs angebauten Silo, darüberlaufendem Entladekran und Entnahmeschurren der Baustoffe). Solange das schöne, trockene Wetter des Herbstes 1926 anhielt, war von einem nennenswerten Druck in den Schachteinbauten nichts zu bemerken. Als aber Regenwetter einsetzte, traten nach kurzer Zeit im Schachteinbau des Pfeilers 9 in Höhe der Felsoberfläche starke Druckerscheinungen auf. Gleichzeitig zeigte sich oberhalb des Schachtes 9 in einer seitlichen Entfernung von 15 m von der Pfeilerachse ein etwa 40 m langer Riß im Erdreich, der etwa in der Richtung der Höhenschichtenlinien, jedoch von Westen nach Osten um etwa 4 m ansteigend verlief und darauf hindeutete, daß die Felsüberlagerung trotz sorgfältigster Getriebezimmerung in Bewegung gekommen war und vermutlich die Neigung hatte, auf ihrer steil geneigten Felsunterlage abzugleiten (Abb. 15). Hierdurch mußte starker einseitiger Erddruck auf den Pfeiler 9 in Richtung von NO nach SW, d. h. etwa in der Richtung der Diagonalen des Pfeilergrundrisses ausgelöst werden. Eine unter der oben angedeuteten Annahme durchgeführte statische Untersuchung des Pfeilers 9 ergab die Notwendigkeit der Verstärkung des Pfeilers in der Richtung dieses Druckes. Es wurde daher der Anzug der westlichen und südlichen Pfeilerseitenflächen so sehr verstärkt, als es die Abmessungen des damals (21. Oktober 1926) schon nahezu bis auf den tragfähigen Fels abgeteuften Schachteinbaues zuließen. Da unter der oben angedeuteten, allerdings — um ganz sicher zu gehen — sehr ungünstigen Rechnungsannahme auf der Ost- und Nordseite der Pfeilergrundfläche Zug auftreten mußte, wurde die Fundamentfläche des Pfeilers 9 nach Abb. 16 mit einem doppelten Schienenrost bewehrt, der durch 18 in 0,8 bis 1,0 m Abstand je 1 m tief in den Felsuntergrund einzementierte Fundamentanker aus 30-mm-Vierkanteisen zugfest mit seiner Fundamentsohle verbunden ist. Diagonal mitten durch die Fundamentsohle zieht eine etwa 70 cm breite Verwerfungspalte, die mit dem Gereibsel des anstehenden Gneises ausgefüllt ist. Sie wurde gereinigt, mit Beton ausgefüllt und unter dem Schienenrost mit 2 m langen Rundeisen von 20 mm Durchm. (10 Stück auf 1 m) in Beton 1 : 2 : 3 überbrückt. Außerdem sind die beiden unter obiger Annahme auf Zug beanspruchten Seitenflächen des Pfeilers 9 in der aus Abb. 16 ersichtlichen Weise durch eine 22,5 m hohe Rundeisenbewehrung verstärkt, die ihrerseits in dem Schienenrost der Fundamentfläche zugfest verankert ist. Eine weitere, strebepfeilerartige Hinausschiebung des Pfeilerfußes in südlicher und westlicher Richtung, die statisch zweckmäßig und erwünscht gewesen wäre, konnte leider nicht mehr zur Ausführung kommen, da die Unterfangung des nahezu 30 m hohen schweren Schachteinbaues und das Vortreiben einzelner Stollen auf der Fundamentsohle außerordentlich schwierig, gefährlich und vor allen Dingen so zeitraubend gewesen wäre, daß es zurzeit der Erreichung des festen Felsuntergrundes (26. Oktober 1926) nicht mehr gewagt werden konnte, ohne die Hochbetonierung des Pfeilers bis zur Erdoberfläche vor Beginn des Frostes ernstlich in Frage zu stellen. Vor dem Beginn des Frostes mußte aber der hohe Pfeilerschacht unter allen Umständen betoniert und hinterfüllt sein. Mit dem Betonieren wurde deshalb sofort (28. Oktober 1926) begonnen und, wie bei allen Pfeilerfundierungen unter Tage, in durchgehenden Tag- und Nachtschichten am 25. November 1926 die Geländehöhe (721 bis 749 m über NN) erreicht. Dabei wurde von der Fundamentsohle bis zur Höhe 733 bezw. 741 über NN stets unter entsprechendem Ziehen der senkrechten Schalungsdielen satt an die Aushubgrenzen anbetoniert, um das Entstehen von Hohlräumen samt dem dadurch ermöglichten Nachsacken von loser Überlagerung und damit Bewegungen im Hang nach Möglichkeit zu verhindern und um den Pfeilerfuß so gut wie möglich in den Felsuntergrund ein-

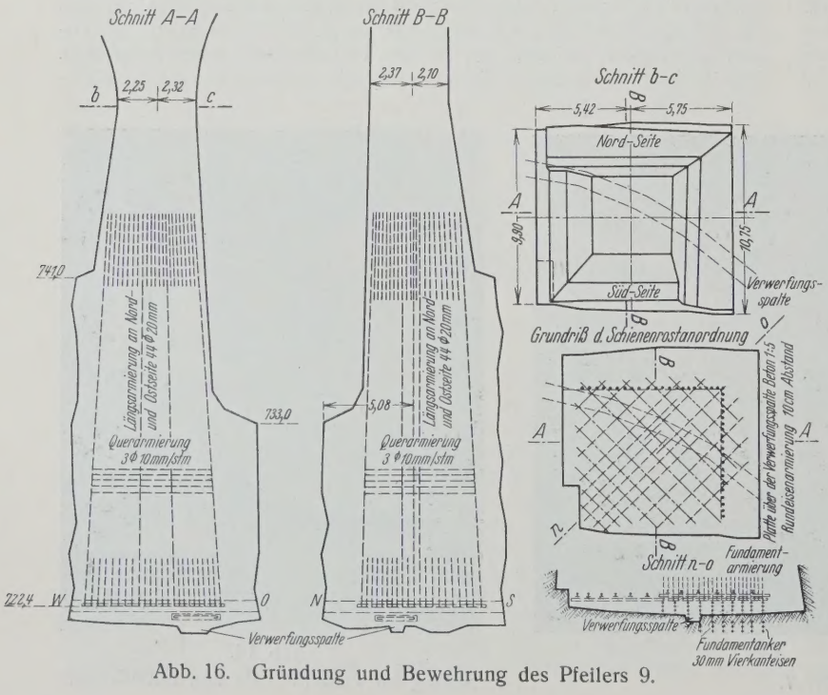


Abb. 16. Gründung und Bewehrung des Pfeilers 9.

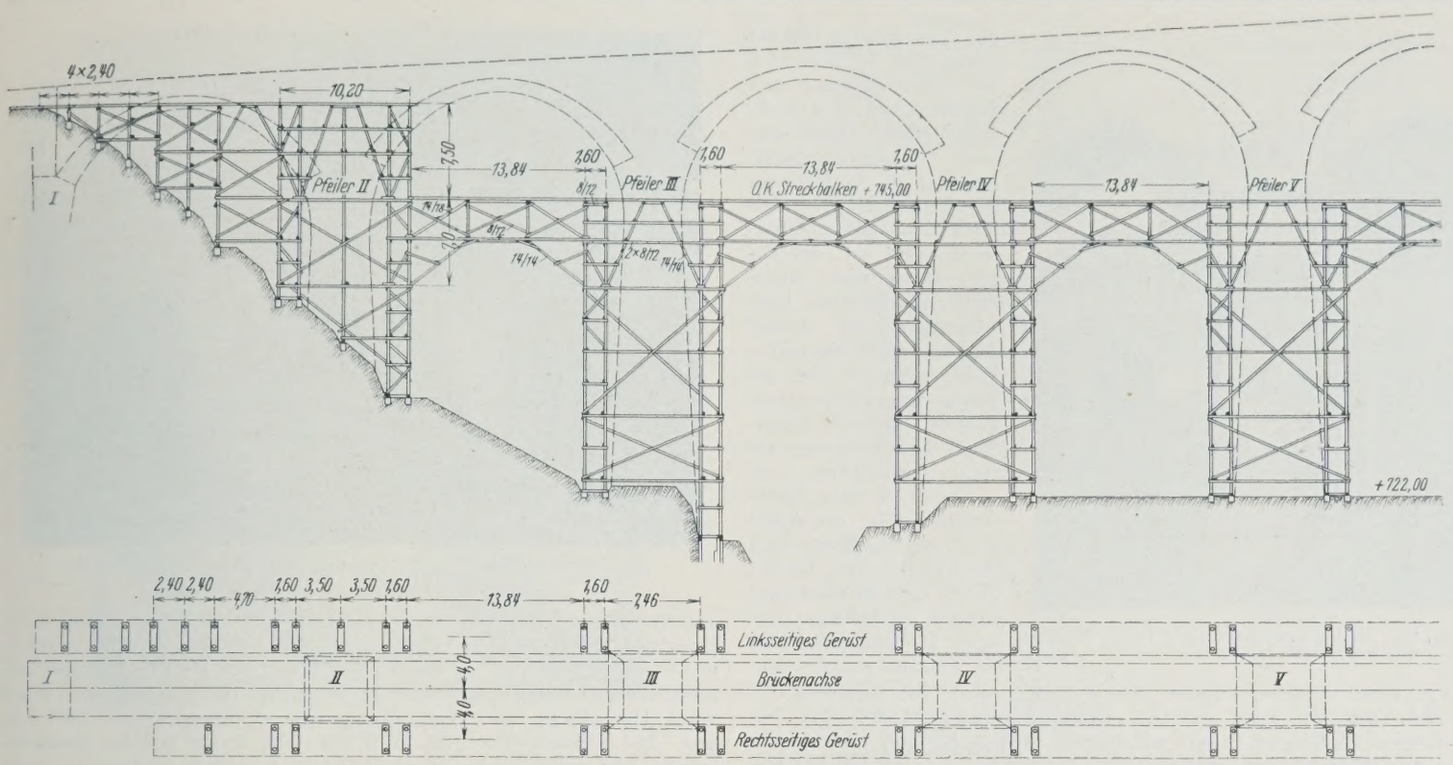
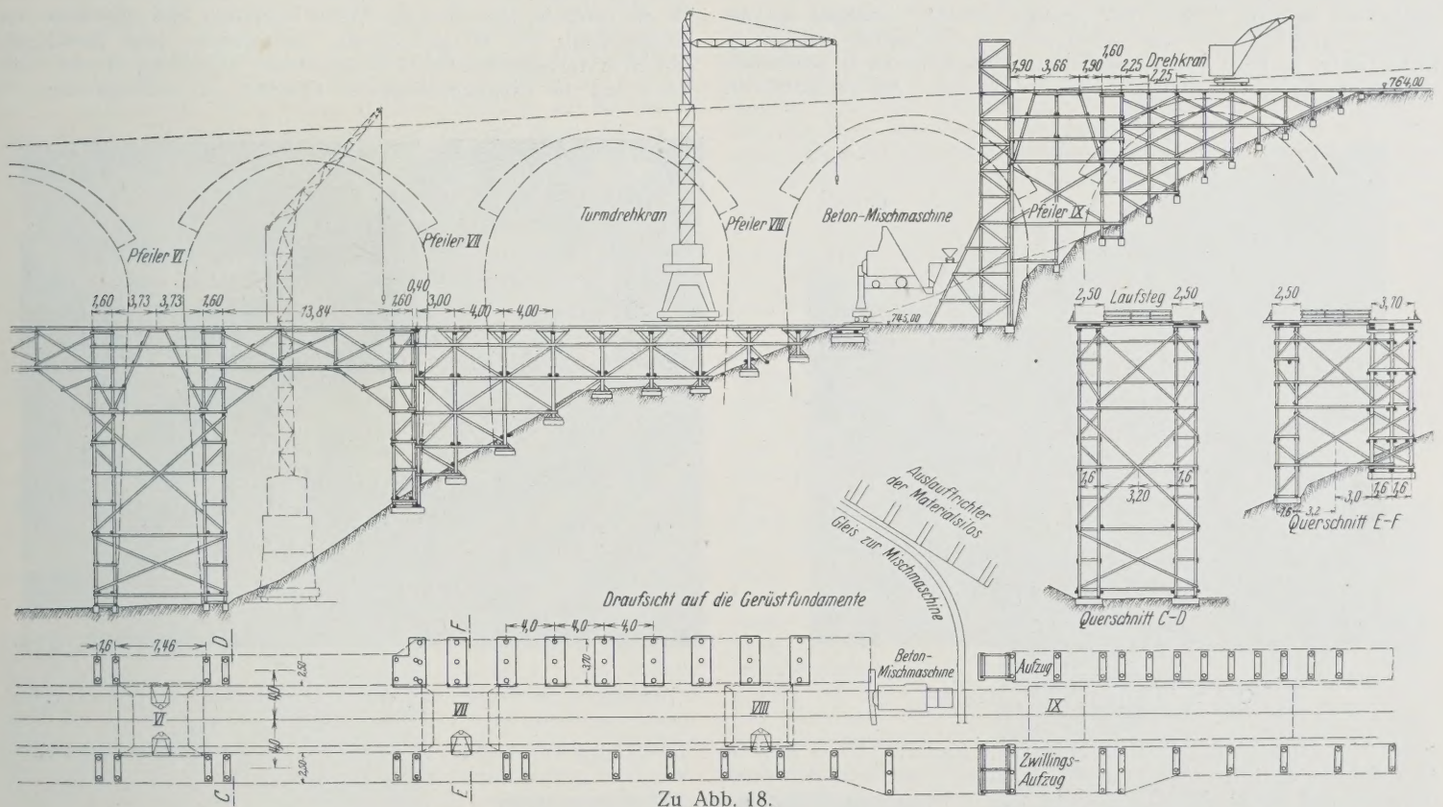


Abb. 18. Arbeitsgerüst.



Zu Abb. 18.

zuspannen (Schnitte *AA* u. *BB* der Abb. 16). Das Ausbauen der Schachtzimmerung und das Hinterfüllen des Pfeilers 9 wurde aus demselben Grunde mit größter Sorgfalt ausgeführt und am 16. Dezember 1926 beendet. Die Gründung des Pfeilers 9 erforderte 1270 m³ Erd- und 870 m³ Felsaushub, im ganzen also 2140 m³ Aushubmassen und das Einbringen von 2035 m³ Beton bis zur Erdoberfläche in Höhe 749 m über NN. Am Pfeiler 9 angebrachte und auf sicheres Gelände rückversicherte Festmarken ermöglichten im Jahre 1927 bis zum Bau der Gewölbe die Kontrolle und Feststellung, daß in dieser Zeit nicht die geringste Bewegung des Pfeilers eingetreten war.

Bei Pfeiler 7 (wie auch später bei Pfeiler 8) erwies sich eine Verstärkung weder rechnungsmäßig, noch weil etwa besondere Bewegungen in der Überlagerung oder starker Gebirgsdruck aufgetreten wären, als erforderlich. Bei Pfeiler 7 war bereits am 12. Oktober 1926 der tragfähige Fels auf Höhe 714 über NN (rd. 18 m unter Geländehöhe) erreicht. Das Hochbetonieren bis über Geländehöhe (733,6 über NN), das Ausbauen der Zimmerung und Hinterfüllen des Pfeilerschaftes war schon am 30. November 1926 beendet. Die Gründung des Pfeilers 7 erforderte 540 m³ Erd- und 630 m³ Felsaushub, im ganzen also 1170 m³ Fundamentaushub und 920 m³ Beton bis zur Geländehöhe (733,6 über NN). Mitte Dezember 1926 trat Schneefall ein und nötigte zum Einstellen aller Bauarbeiten mit Ausnahme der Abteufung des Schachtes für Pfeiler 8, der nun am 8. Januar 1927 in Angriff genommen werden konnte, nachdem die beiden Schächte für Pfeiler 7 und 9 wieder ganz hinterfüllt und die Hinterfüllung einigermaßen zur Ruhe gekommen war. Abb. 17 zeigt den Zustand der Baustelle und den Stand der Bauarbeiten Ende Januar 1927: im Vordergrunde der Pfeiler 4; dahinter die Pfeiler 5, 6 und 7, alle mit Holzdächern zum Schutze gegen Schnee und Kälte abgedeckt; darüber

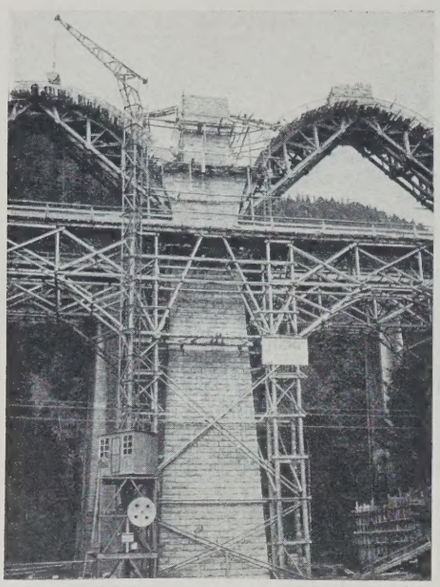


Abb. 19. Pfeiler 5 mit Arbeits- u. Lehrgerüsten.

der Zugangstollen und der Aufzugturm für Schacht 8 mit Schutthalde aus dem Schachtaushub. Ein Stockwerk darüber erkennt man zwei Betonmischmaschinen und die Bauhütte für das Betonieren des Pfeilers 9; nochmals ein Stockwerk höher ist der Zugangstollen zum Fundament des östlichen Endwiderlagers 10, dessen Aushub am 26. November 1926 begonnen und am 15. Januar 1927 vorübergehend eingestellt wurde. Auch hier traf man auf stark verwitterten, mit mehreren Spalten durchsetzten Gneis, der außerdem von Nordwest nach Südost in spitzem Winkel quer zur Brückenachse streicht, so daß man auch beim Endwiderlager mit der Fundamentsohle rund 13 m unter Geländeoberfläche (bis auf 746,9 über NN) hinuntergehen mußte, um mit dem ganzen Widerlager genügend weit in den gesunden tragfähigen Felsen einzubinden. Nach Klärung aller Untergrundverhältnisse und entsprechender Änderung der Fundamentzeichnung konnten die Aushubarbeiten am 11. Februar 1927 wieder aufgenommen und am 9. März 1927 beendet werden. Dagegen bot das Abteufen des Schachtes 8 keine besonderen unvorhergesehenen Schwierigkeiten mehr, da Frost und Schneefall die Aushubarbeiten in dem tiefen, überdeckten Schacht nicht beeinträchtigen konnten. Am 14. März 1927

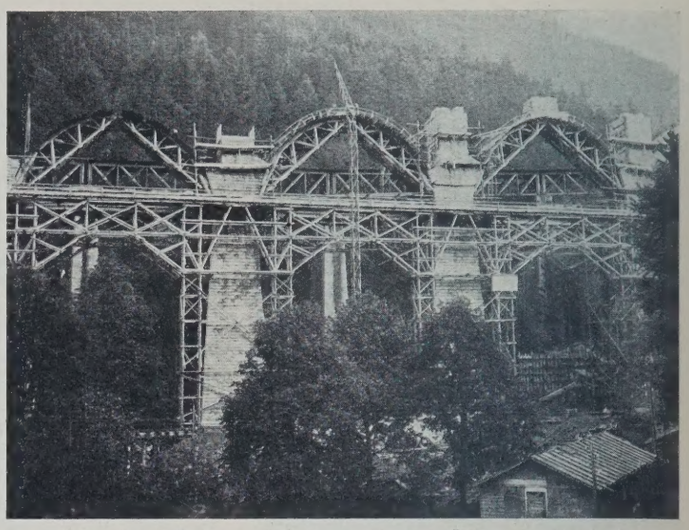


Abb. 20. Arbeits- und Lehrgerüste der Öffnungen 3 bis 5.

Transportgleise für 60 cm Spurweite tragen und bei jedem Pfeiler durch Laufstege miteinander verbunden sind; der Unterbau besteht zwischen den Pfeilern 2 bis 7 aus je vier an den Ecken des Pfeilergrundrisses aufgestellten und unter sich verstrebten hölzernen Turmpfeilern von 1,6 auf 1,6 m Grundfläche und dazwischengespannten Sprengwerken von 7,46 und 13,84 m Spannweite (Abb. 19 u. 20). Der übrige Teil der Transportbahnen ruht wegen seiner geringeren Höhe über dem Gelände auf unter sich gegenseitig verstrebten Einzeljochen. Zwischen den Pfeilern 7 und 9 ist die nördliche Fahrbahn auf 3,70 m verbreitert und trägt außer einem Transportgleis von 60 cm Spurweite die Fahrbahn eines Turmdrehkrans von 23 m Auslegerhöhe bei 12 m wagerechter Ausladung, der die Pfeiler 7 bis 9 und die dazwischenliegenden Gewölbe zu bedienen hatte. Der

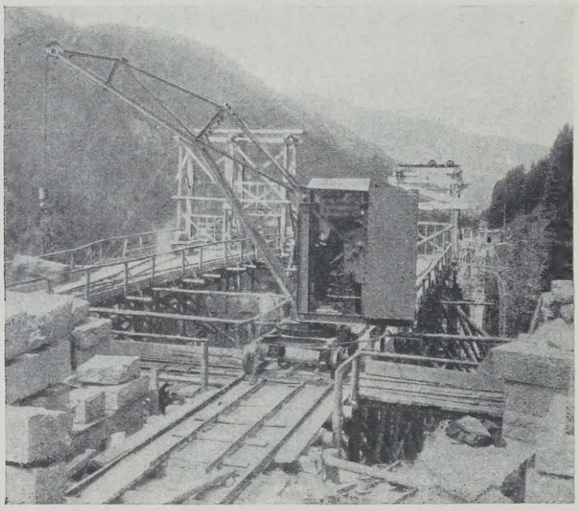


Abb. 21.
Oberer Lagerplatz und Aufzüge.

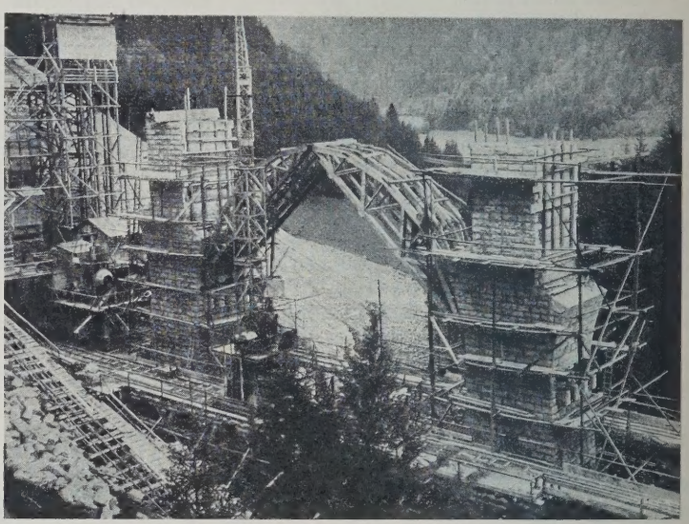


Abb. 23.
Bauzustand vor Beginn des Wölbens. Lehrgerüst in Öffnung 7.

wurde hier der tragfähige Fels auf Höhe 718,9 über NN, rd. 21 m unter Geländehöhe erreicht. Am 29. März 1927 konnte mit dem Betonieren begonnen und am 22. April 1927 mit dem Pfeilerbeton die Geländehöhe erreicht werden. Die Gründung des Pfeilers 8 erforderte 860 m³ Erd- und 550 m³ Felsaushub, im ganzen also 1410 m³ Fundamentaushub und 920 m³ Pfeilerbeton (ohne Vorsetzsteinverkleidung) bis zur Geländehöhe. Um dieselbe Zeit war auch bei Pfeiler 2 das Einbringen des Fundamentbetons beendet und die Pfeileraufmauerung über Tage in Arbeit. Damit waren die schwierigen und teilweise sehr langwierigen Gründungsarbeiten mit Ausnahme des westlichen Endwiderlagers 1, das in keiner Hinsicht Schwierigkeiten bereitete, bauprogrammäßig und ohne Unfall fertiggestellt.

Arbeits- und Bogenlehrgerüste.

Als Vorbereitung für das Hochmauern der Pfeiler wurde anfangs April 1927 mit dem Aufstellen der Arbeitsgerüste begonnen, die in Abb. 18 dargestellt sind. Auf Höhe 745 über NN, d. h. rd. 23 m über der Talsohle laufen in 8 m Achsabstand nördlich und südlich parallel dem Talübergang entlang zwei je 2,50 m breite Arbeitsfahrbahnen, die je zwei Talübergang zwischen den Pfeilern 3 bis 7 wurde von zwei Turmdrehkranen von 42 m größter Auslegerhöhe bei 5 m schräger Ausladung bedient (bei wagerechtem Ausleger 12 m Ausladung und 33 m Auslegerhöhe, Abb. 19), deren Fahrbahnen auf der Talsohle und auf Brücken über den Ravennabach nördlich und südlich außerhalb der beiden Arbeitsbühnen mit diesen parallel liefen. Für die Drehkrane sind bei 12 m Ausladung 0,8 t, bei 5 m Ausladung 3,0 t Tragkraft zugelassen; sie haben einen Hubmotor von 10 PS, eine Seilgeschwindigkeit von 22 m/Min. und eine Fahrgeschwindigkeit von 30 m/Min. Unmittelbar westlich von Pfeiler 9 (Abb. 22) führen ein Zwillings- und ein einfacher Aufzug von je 1,5 t Tragkraft mit je einem 15-PS-Aufzugmotor mit 19 m Hubhöhe zu den in Höhe des oberen Lagerplatzes (764 m über NN) liegenden Arbeitsbühnen, von denen die südliche zwei Transportgleise von 60 cm Spurweite, die nördliche ein solches Transportgleis und die Fahrbahn eines kleineren Drehkrans von 1,5 t Tragkraft aufnimmt (Abb. 21). Ein ebensolcher Drehkran von 1,5 t Tragkraft lief auch auf der obersten Arbeitsbühne zwischen dem Endwiderlager 1 und Pfeiler 2. Zwischen den beiden in Höhe 745 liegenden Arbeitsbühnen steht unmittelbar westlich des Pfeilers 9 auf Höhe 748 eine Betonmisch-

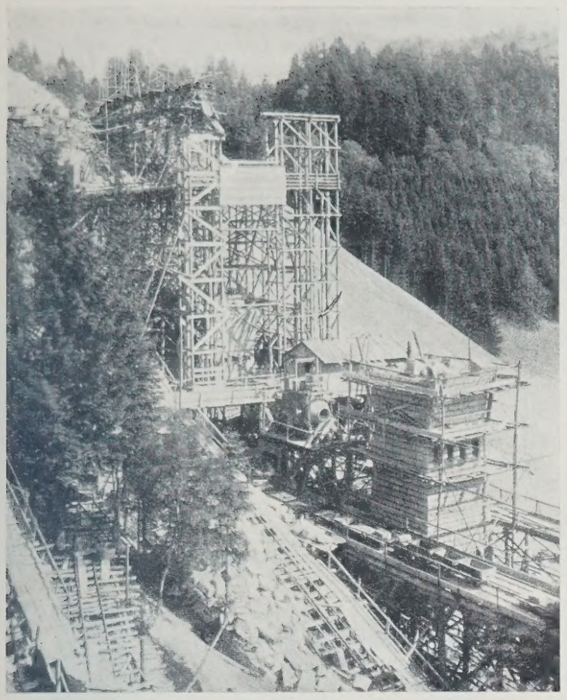


Abb. 22. Pfeiler 8. Mischmaschine und Aufzüge.

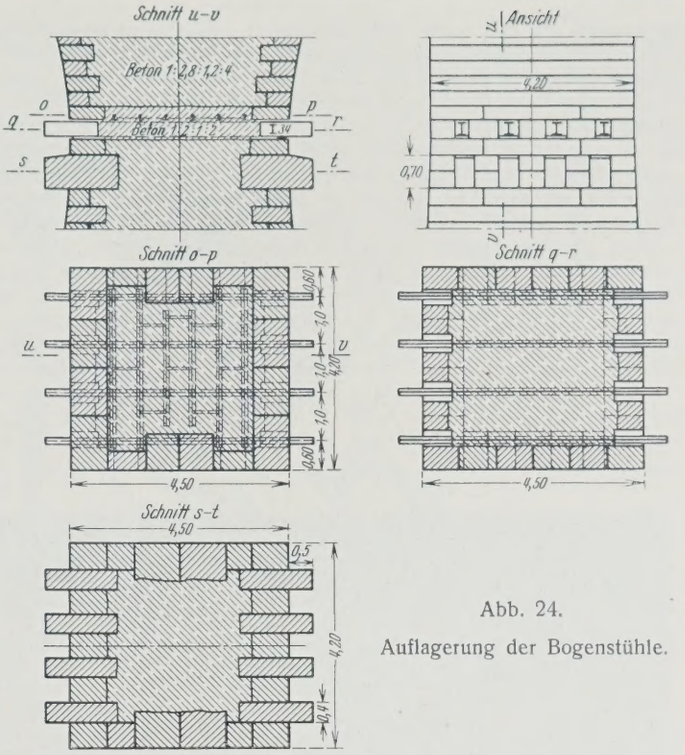


Abb. 24.
Auflagerung der Bogenstühle.

maschine, der die Baustoffe für den Mörtel und Beton von dem nördlich davon stehenden Silo zugeführt wurden (Abb. 22). Vom Zeitpunkte der Fertigstellung dieser Arbeitsgerüste an wurden sämtliche Granitvorsetz- und Wölbsteine mit den nachts verkehrenden Arbeitszügen auf den oberen, beim westlichen Tunnelportal liegenden Lagerplatz angeliefert und gelagert. Vom Lagerplatz wurden sie mit dem kleineren Drehkran auf 60-cm-Rollwagen verladen, zu den Aufzügen verfahren und mit diesen auf die in Höhe 745 liegenden Arbeitsbühnen gesenkt; auf diesen wurden Mauersteine, Mörtel und Beton zu den einzelnen Verwendungsstellen gefahren und mit den Turmdrehkranen auf die erforderliche Höhe gehoben. Mörtel und Beton wurden in Mulden befördert, die von ihrem Fahrgestell abgehoben und an ihrer Verwendungsstelle nach Art eines Greiferkrans nach unten entleert werden konnten. Der Arbeitsbereich der drei großen und zwei kleineren Drehkrane war derart bemessen, daß der ganze Talübergang bis einschließlich der Gurt- und Abdeckplatten mit den Drehkranen frei aufgemauert werden konnte. Die Arbeitsgerüste mit Kranbahnen und Aufzügen erforderten einen Aufwand von 382,7 m³ Kantholz; 208 m³ Rundholz und Stangen und 9,7 t Eisen und Schrauben.

Nach betriebsfertiger Aufstellung der Arbeitsgerüste wurde Anfang Mai 1927 mit dem Aufmauern der Pfeiler 9 bis 4 wieder begonnen und diese Arbeit so gefördert, daß Anfang Juli 1927 die Granitquader der Gewölbekämpfer der Pfeiler 5 bis 9 und des Endwiderlagers 10 versetzt und außerdem das Stirnmauerwerk über den Pfeilerköpfen zwischen den senkrechten Bewegungsfugen bis nahe unter die Gurtplatten hochgemauert war, letzteres um das Eigengewicht der Pfeiler für den Wölbvorgang möglichst zu erhöhen (Abb. 23). Zur Auflagerung der Bogenlehrgerüste sind in die Pfeilereinschnürung in Höhe des Bogenanfangs der einzelnen Öffnungen je vier Stück I 34 von 5,50 m Länge im gegenseitigen Abstande von je 1 m mit einem senkrecht darübergelegten Schienenrost in Beton 1 : 2 : 1 : 2 einbetoniert worden (Abb. 24). Nach Ausbau der Bogenlehrgerüste sind diese Träger etwa 0,5 m hinter der Mauerwerkflucht autogen abgebrannt und die Lücken mit Granitvorsetzsteinen geschlossen worden. Um eine späterhin für die Nachschau und Unterhaltung der Gewölbe etwa erforderliche Wiedereinrüstung zu erleichtern, sind achsial unter diesen Trägern unter Zwischenschaltung einer durchgehenden Mauerwerkschicht jeweils vier einzelne Granitkragsteine von 0,7 m Höhe, 0,4 m Breite und 1,5 m Gesamtlänge 1 m tief in die Pfeiler eingemauert worden, so daß sie 0,5 m über die Pfeilerflucht auskragen. Diese Anordnung wurde nach reiflicher Überlegung gewählt, weil man einerseits den Granitkragsteinen die großen Auflagerdrücke der Lehrgerüste und Gewölbelasten beim Wölben nicht mit aller Sicherheit glaubte zumuten zu können, und eine auf die ganze Pfeilerbreite durchgehende Kragsteinschicht, die vielleicht die eben erwähnten Festigkeitsbedenken zurückzustellen erlaubt hätte, aus ästhetischen Gründen vermeiden wollte, weil der klare Übergang der Pfeilerkanten in die Gewölbelinien durch die Kragsteinschichten für das Auge störend unterbrochen worden wäre; anderseits aber hatte man Bedenken, eiserne Träger für spätere Einrüstungen, die nicht mehr mit so hohen Auflagerdrücken — wie sie beim Wölben auftreten — zu rechnen haben werden, auf die Dauer im Mauerwerk stehen zu lassen, weil ihre Unterhaltung naturgemäß sehr schwierig und teuer sein würde, bei mangelhafter Unter-

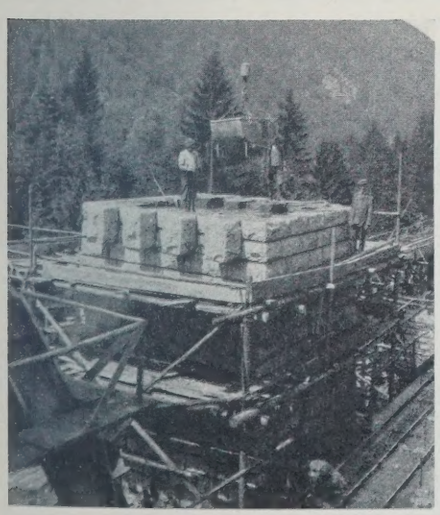


Abb. 25.
Granitkragsteine der Pfeiler.

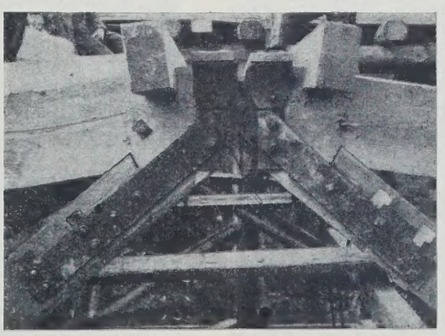


Abb. 28.
Scheitelgelenk des Lehrbogens.

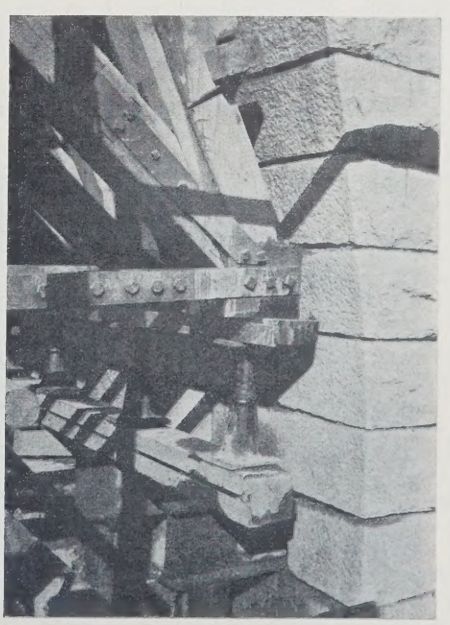


Abb. 26.
Auflagerung der Lehrgerüste der Gewölbe.

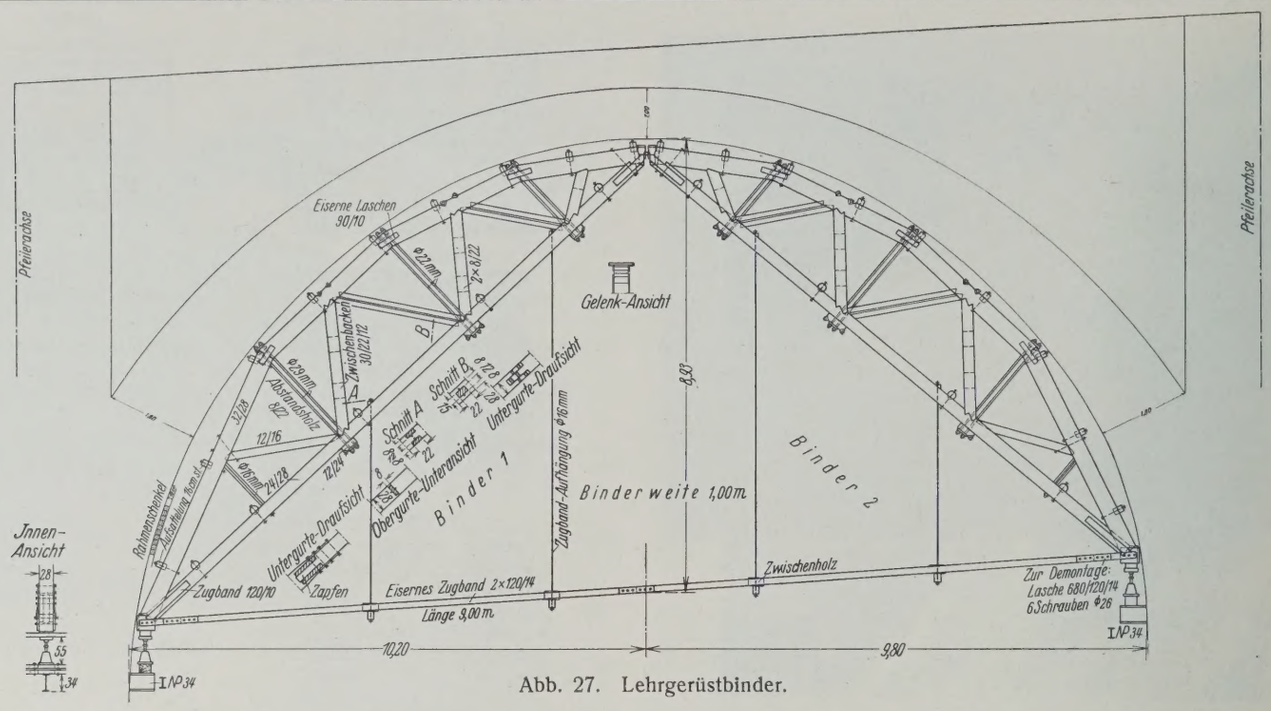


Abb. 27. Lehrgerüstbinder.

haltung aber das Aussehen der Pfeiler durch Rosten der eisernen Träger bald beeinträchtigt werden müßte. Auf diesen I-Trägern sind die Lehrgerüste mit Schraubenspindeln aufgelagert worden, die ihrerseits auf einem mit zwei ⊏ 24 bewehrten Hartholzquerbalken aufsitzen (Abb. 24, 25 u. 26).

Die Lehrbogen für die Granitgewölbe sind als Dreigelenkbogen aus Vierkanthölzern mit reichlicher Eisenbewehrung nach Abb. 27 ausgebildet; dieses System hat den Vorzug, statisch bestimmt zu sein, was eine einfache, klare und einwandfreie Berechnung und Bemessung ermöglicht. Die zwei Bogenschenkel jedes Binders wurden auf dem bei Punkt *r* des Lageplanes (Abb. 3) in der Talsohle günstig gelegenen Rüstboden aufgezeichnet und zusammengebaut und konnten mit Hilfe der zwei größten Turmdrehkrane leicht aufgestellt werden. Über ihre Auflagerung ist das Erforderliche schon oben gesagt. Das Scheitelgelenk ist gebildet aus einem 280 mm langen Vierkantstahlbolzen von 50 auf 50 mm Querschnitt, der zwischen Auflagerplatten von 200 × 280 × 30 mm gelagert und durch beiderseitige Halteblech in seiner Lage festgehalten ist (Abb. 28). Die Unterlagsplatten sitzen auf ⊏ 28, mit denen die senkrechten Stirnflächen der hier zusammenkommenden Gurtstäbe des Lehrbogens bewehrt sind. Der größte wagerechte Gelenkdruck bei vollbelastetem Lehrbogen ist zu 31 t für jeden Binder berechnet. Auf die Gewölbebreite von 4,2 m kommen vier Binder von je 1 m Achsabstand, die im Untergurt durch querliegende Rundhölzer von 16 cm Durchm., im Obergurt in der Nähe jedes Knotenpunktes durch eingelassene Vierkanthölzer von 12 auf 20 cm Querschnitt in ihrem gegenseitigen Abstand gehalten sind (Abb. 29). Außerdem sind die Obergurte der Binder 1—2 und 3—4 noch durch einen aus einem einfachen Strebenzug bestehenden Windverband, und die Untergurte durch Diagonalen miteinander verbunden. Die Bogenform ist in üblicher Weise durch Aufsattelung (16 cm stark) auf die Obergurte der Binder hergestellt; darüber liegt die aus 10 auf 10 cm starken Bohlen bestehende Bogenschalung, die auf beiden Seiten um etwa 1 m über die Bogenstirnen als Arbeitsraum hinaussteht und mit einem Geländer begrenzt ist. Ein Lehrgerüst für ein Gewölbe (vier Binder mit Querverbindungen) erforderte 40,8 m³ Holz und 6,87 t Eisen. Die Lehrbogen wurden mit 5 cm Überhöhung aufgestellt; die Einsenkungen der Lehrbogen im Scheitel bei Gewölbeschluß betrugen 1,7 bis 2,8 cm.

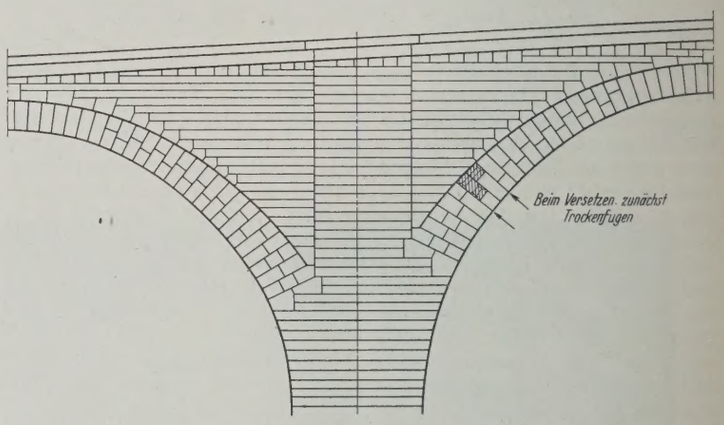


Abb. 30. Fugenteilung der Gewölbe. Gewölbe- und Stirnübermauerung.

Abb. 29. Lehrbogen mit aufgehängtem Zugband.

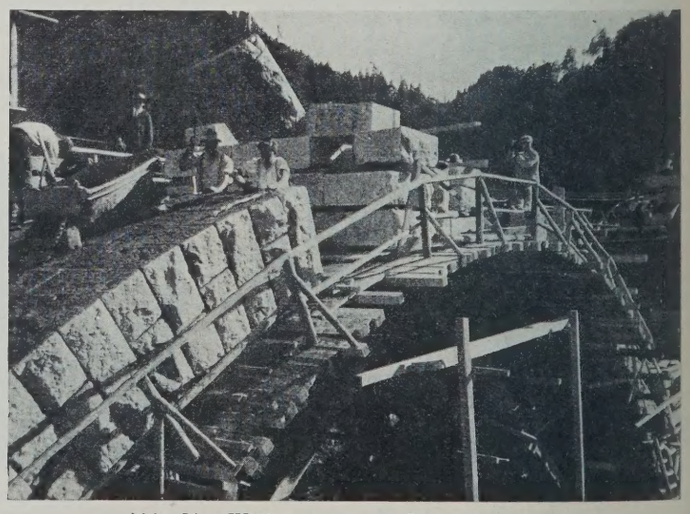


Abb. 31. Wölbvorgang mit Scheitelbelastung.

Von diesen Lehrbogen wurden fünf Stück beschafft, mit denen zunächst die Öffnungen 9, 8, 7, 6 und 5 eingerüstet wurden. Die Lehrbogen in Öffnung 5 erhielten plangemäß kein Zugband, während der Bogenschub der Lehrbogen in den übrigen Öffnungen 6 bis 9 (und später beim zweiten Wölbvorgang in den Öffnungen 1 bis 4) plangemäß durch Zugbänder aus zwei Flacheisen 120 × 14 mm aufgenommen wurde, die am Lehrbogen aufgehängt waren. In den Öffnungen 1, 8 und 9 ließen sich diese Zugbänder übrigens wegen örtlicher Behinderung durch die Bodengestaltung und durch die in Öffnung 8 stehende Betonmischmaschine nicht anbringen, was aber für den Wölbvorgang ohne Einfluß blieb.

Der Bau der Gewölbe.

Die Fugenteilung der Gewölbe und der Stirnübermauerung ist in Abb. 30 dargestellt. Das 4,2 m breite, im Scheitel 1 m, im Kämpfer 1,8 m starke Gewölbe ist zwischen den Kämpferquadern in 53 gleichstarke Schichten eingeteilt, die in der inneren Leibung rd. 40 cm Stärke haben. Die mittleren 15 Wölbsteine gehen als Durchbinder durch die ganze Gewölbestärke fugenlos durch; die erste und dritte Schicht über den Kämpferquadern ist in der Höhe zweimal, die übrigen Schichten sind in der Höhe einmal durch Stoßfugen unterteilt. Im übrigen galt für die Wölbsteine folgende Vorschrift: Die Lagerflächen sind auf mindestens 20 cm Tiefe, gemessen von der inneren und äußeren Leibung, zu spitzen. Bei den Stoßflächen genügt eine Bearbeitung mit dem Spitzeisen auf

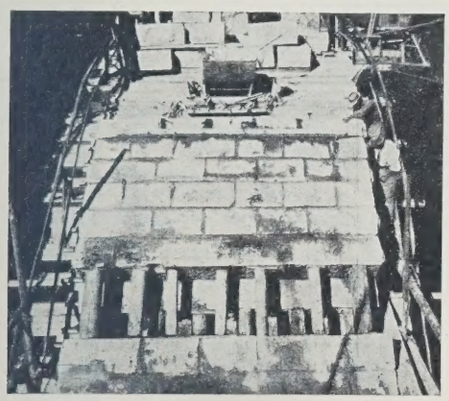


Abb. 32. Bewegungsfugen beim Wölben.

mindestens 15 cm Tiefe, gemessen von der inneren Leibung. Im übrigen genügt eine rauhe Bearbeitung mit dem Mauerhammer und Spitzeisen, doch müssen die Steine vollkantig und nach der Schichtenschablone hergestellt sein. Kleine Mulden, die mit Mörtel leicht ausgeglichen werden können, sind statthaft. Das Auszwickeln der Fugen, die höchstens 20 mm weit sein dürfen, ist verboten. Die Sichtflächen sind in der inneren Leibung zu spitzen, die Stirnen zu bossieren; die Lagerfugen müssen nach dem Bogenmittelpunkte gerichtet und zur Erzeugenden der Wölbfläche gleichlaufend sein. Stoßfugen und Lagerfugen müssen senkrecht aufeinander stehen.

Vor Beginn des Wölbens wurde am 22. und 23. Juli 1927 auf den Gewölbescheiteln der Öffnungen 6 bis 9 zunächst eine Vorbelastung von je 30 t, bestehend aus den lose aufgesetzten Granitwölbsteinen der mittleren sieben Schichten, aufgebracht (Abb. 31) und hierauf in diesen vier Öffnungen etwa gleichzeitig von den beiderseitigen Kämpfern beginnend mit dem Aufwölben symmetrisch gegen den Scheitel hin bis zur fünften Schicht einschließlich (vom Kämpfer aus gezählt) begonnen. Zur Bildung eines Bewegungsgelenkes in der Gegend der Bruchfuge wurden von der sechsten und siebenten Schicht nur die unteren Wölbsteine trocken versetzt und sodann von der achten Schicht an, die in üblicher Weise gegen die fünfte Schicht durch Holzstempel abgestützt wurde (Abb. 32), wieder voll bis zum Scheitel durchgewölbt, wobei die Scheitelsteine aus den vorher lose als Scheitelbelastung aufgesetzten Steinen genommen wurden, so daß die Vorbelastung allmählich verschwand. Nach Einsetzen des Schlußsteines wurden dieser und die Trockenfugen rechts und links der sechsten Schicht gleichzeitig mit Mörtel 1 : 3 ausgestampft und die noch fehlenden Wölbsteine der sechsten und siebenten Schicht eingesetzt. Am 12. August 1927 waren die Gewölbe der Öffnungen 6 bis 9 geschlossen. Alle vier Gewölbe wurden wegen der rascheren Erhärtung mit hochwertigem Zement gemauert, um bei der vorgeschrittenen Jahreszeit mit einer Abbindedauer von zehn Tagen auszukommen. Als Kontrolle für die Festigkeit des Zementmörtels 1 : 3 in diesem Alter waren aus dem Gewölbemörtel Druck- und Zugkörper angefertigt worden, die nach sieben Tagen eine Druckfestigkeit von 221 kg/cm² und eine Zugfestigkeit von 26,5 kg/cm² ergaben. Vor dem Ablassen der Lehrgerüste in den vier fertiggemauerten Gewölben 6 bis 9 wurde zur Verminderung der einseitigen Belastung des Pfeilers 6 auf das Lehrgerüst (ohne Zugband) der Öffnung 5 eine Scheitelbelastung von 95 t aufgebracht (Abb. 19 u. 20), die einen wagerechten Schub von 45,6 t und einen senkrechten Auflagerdruck von 47,5 t erzeugte. Die Scheitellast von 95 t setzt sich zusammen aus zwei fertigen, von je fünf Wölbsteinschichten gebildeten Gewölbestücken beiderseits des Schlußsteins im Gewicht von zusammen 53 t und einer lose darüber aufgesetzten Auflast von 42 t. Nach Ablassen der Lehrbogen in den Öffnungen 6 bis 9 wirkte nun auf Pfeiler 6 vom fertigen Gewölbe (ohne Übermauerung) der Öffnung 6 her ein wagerechter Schub von 115 t, dem von dem mit 95 t Scheitellast belasteten Lehrbogen (ohne Zugband) der Öffnung 5 ein wagerechter Schub von 45,6 t entgegenwirkte; Pfeiler 5 dagegen stand unter dem einseitigen Schub von 45,6 t. Die Berechnung beider Pfeiler ergab, daß sie diesen Schüben mit 4,6facher bezw. 7,5facher Kippsicherheit standzuhalten vermochten. Auch trat nirgends im Pfeiler Zugspannung auf, da die Drucklinie überall innerhalb des mittleren Drittels verlief. Bei Pfeiler 5 wurde in Kämpferhöhe nach Aufbringen der Scheitellast von 95 t eine seitliche Bewegung von 0,9 mm gemessen.

Das Ablassen der Lehrbogen in den vier Öffnungen 6 bis 9 fand statt nach zehntägiger Erhärtung des Fugenmörtels am 22. August 1927, und zwar gleichzeitig an allen Spindeln, um unsymmetrische Belastungen

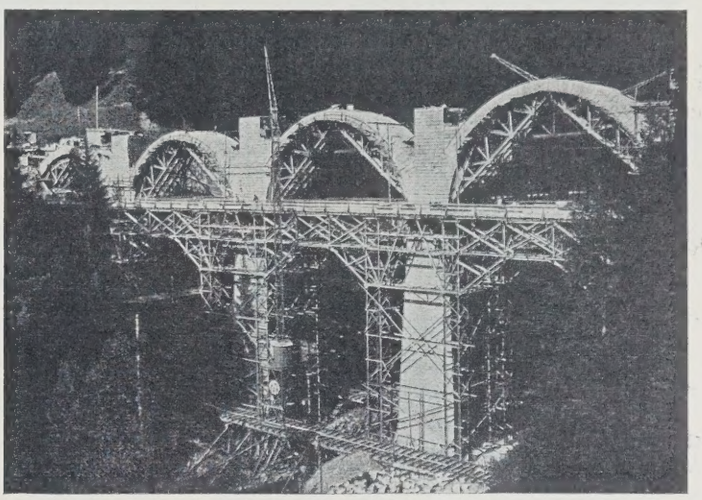


Abb. 33. Gewölbe 1 bis 4 geschlossen.

der Zwischenpfeiler zu vermeiden. Zum Messen der Einsenkungen der Gewölbescheitel beim Ausrüsten und der Bewegung des belasteten Lehrgerüstes in Öffnung 5 führte von jeder Scheitelmitte ein mit 40 kg gespannter 2 mm starker Stahldraht zu den auf dem Gelände stehenden Griotschen Durchbiegungsmessern. Die Ablesungen der Apparate ergaben:

bei Gewölbe	9	eine Scheitelsenkung	von	0,52	mm
„	„	8	„	„	„	0,13	„
„	„	7	„	„	„	0,53	„
„	„	6	„	„	„	0,89	„

Das mit 95 t Scheitellast belastete Lehrgerüst der Öffnung 5 hat sich um 0,3 mm gehoben. An Pfeiler 5 zeigte sich während und nach dem Ablassen keine Veränderung mehr.

Nach dem Ablassen der Lehrbogen in den Öffnungen 6 bis 9 wurden sie alsbald ausgebaut und sofort in den Öffnungen 1 bis 4 wieder aufgestellt, was am 5. September 1927 beendet war (Abb. 20). Daran anschließend wurden am 6. September 1927 die Scheitellasten von je 30 t in den Öffnungen 1 bis 4 aufgebracht und unmittelbar darauf folgend derselbe Wölbvorgang, wie bei den Öffnungen 6 bis 9, durchgeführt. Am 23. September 1927 waren die Gewölbe 1 bis 4 geschlossen (Abb. 33); sie wurden am 6. Oktober 1927 ausgerüstet. Nach Schluß der Gewölbe in den Öffnungen 1 bis 4 wurde am 25. September 1927 mit dem Aufwölben des Gewölbes der Öffnung 5 von beiden Kämpfern her begonnen, nachdem schon am 20. August 1927 — wie bereits erwähnt — eine Scheitellast von 95 t aufgebracht worden war. Die Gelenkfugen in der sechsten und siebenten Schicht wurden auch hier, wie bei den übrigen Gewölben, zunächst offen gelassen und, wie die Scheitelfugen, am 6. Oktober 1927 nach Ablassen der Lehrbogen in den Öffnungen 1 bis 4 mit Mörtel 1 : 3 ausgestampft. Damit war die Herstellung der neun Gewölbe von insgesamt 1260 m³ Mauerwerk nach elfwöchiger Arbeitszeit beendet.

Das Stirnmauerwerk

über den Pfeilerköpfen und in der Gewölbeübermauerung ist mit Granitvorsetzsteinen von 25 bis 35 cm Schichthöhe, in Zementmörtel von 1 : 3 versetzt, verkleidet (Abb. 34) und ähnlich wie bei den Pfeilern beschrieben, mit Beton vom Mischungsverhältnis 1 : 2,8 : 1,2 : 4 bis zu 1,3 m Gesamtstärke hintermauert; der Zwischenraum zwischen den beiderseitigen Stirn

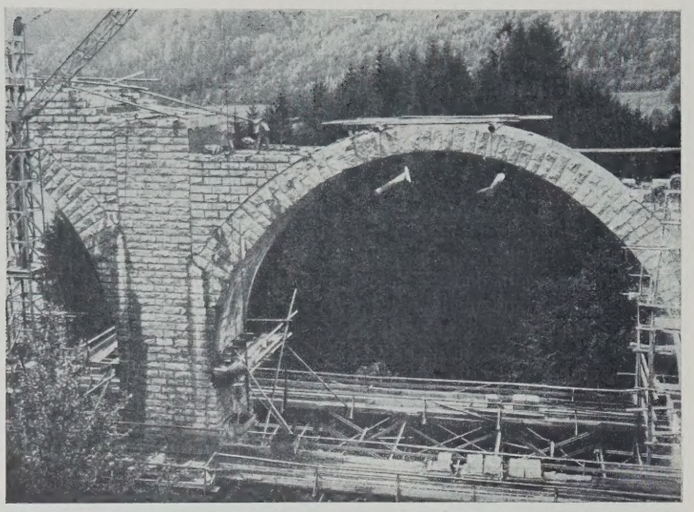


Abb. 34. Gewölbeübermauerung und Trennungsfugen über den Kämpfern.

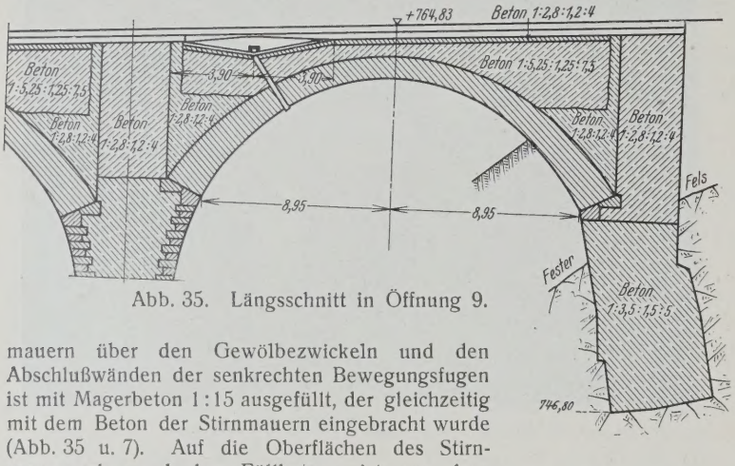


Abb. 35. Längsschnitt in Öffnung 9.

mauern über den Gewölbezwickeln und den Abschlußwänden der senkrechten Bewegungsfugen ist mit Magerbeton 1:15 ausgefüllt, der gleichzeitig mit dem Beton der Stirnmauern eingebracht wurde (Abb. 35 u. 7). Auf die Oberflächen des Stirnmauerwerks und des Füllbetons ist zur Ausgleichung und Herstellung einer glatten Unterlage für die wasserdichte Fahrbahndecke ein 2 cm starker Zementglattstrich 1:3 aufgebracht. Der rasche Fortgang dieser Arbeiten wurde durch das für die vorgeschrittene Jahreszeit und die Höhenlage der Baustelle ungewöhnlich milde Herbstwetter derart gefördert, daß am 10. November 1927 das Versetzen der Gurtplatten beendet war (Abb. 36) und mit den Abdichtungsarbeiten begonnen werden konnte. Für die

wasserdichte Abdeckung der Fahrbahn

wurde Tektolith von der Firma A. F. Malchow A.-G. (Staßfurt/Leopoldshall), bestehend aus einem gegen Fäulnis durchtränkten Jutegewebe mit beider-

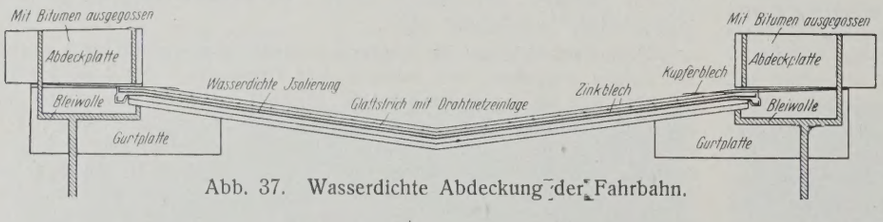


Abb. 37. Wasserdichte Abdeckung der Fahrbahn.

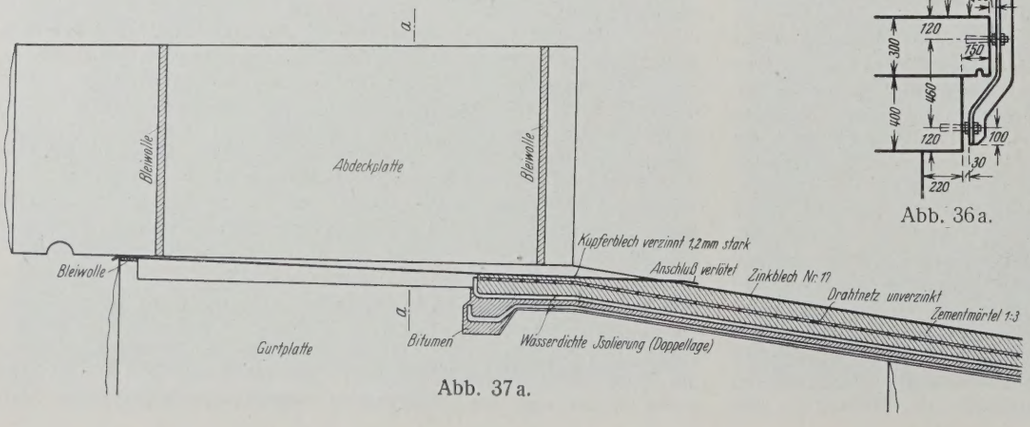


Abb. 37a.

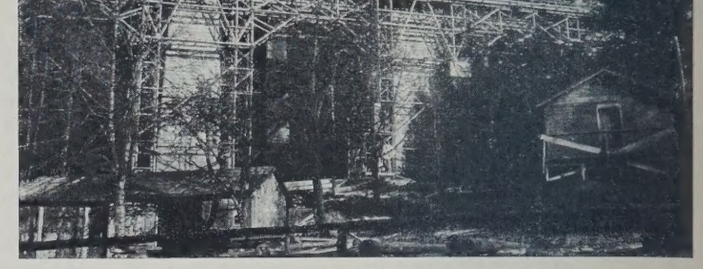


Abb. 36.

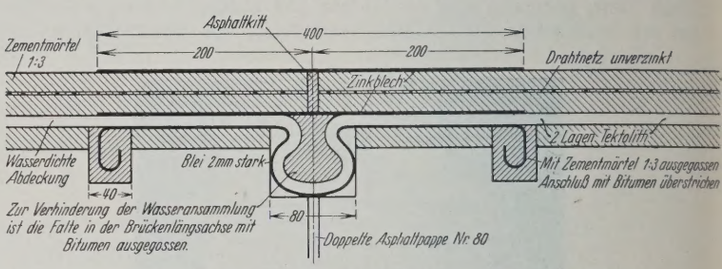


Abb. 38. Abdichtung über der Dehnungsfuge im Gleistrog.

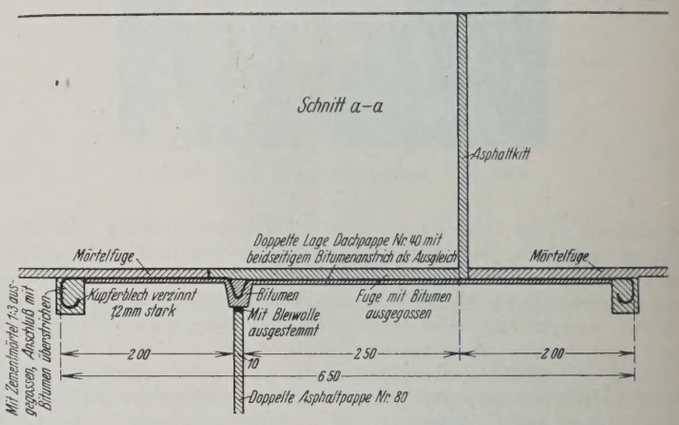


Abb. 39. Abdichtung über der Dehnungsfuge zwischen Gurt- und Deckplatte.

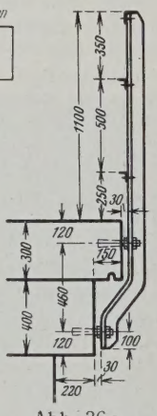


Abb. 36a.

seitigem Naturasphaltüberzug, verwendet. Die Stärke der Platten beträgt 4 mm, die Rollen wurden 10 m lang und 1 m breit geliefert. Die Isolierplatten wurden vor der Verarbeitung sorgfältig von dem gegen das Zusammenkleben aufgestreuten Talkum gereinigt. Die Platten wurden in doppelter Lage aufgelegt. Die erste Lage ist unmittelbar auf die zu dichtende Fläche (nicht aufgeklebt) verlegt. Die Überdeckung der Stöße beträgt 10 cm. Die zweite Lage ist auf die erste, sowohl bezüglich der

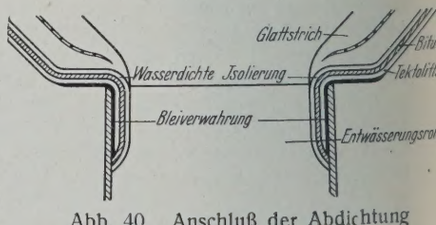


Abb. 40. Anschluß der Abdichtung an das Entwässerungsrohr.

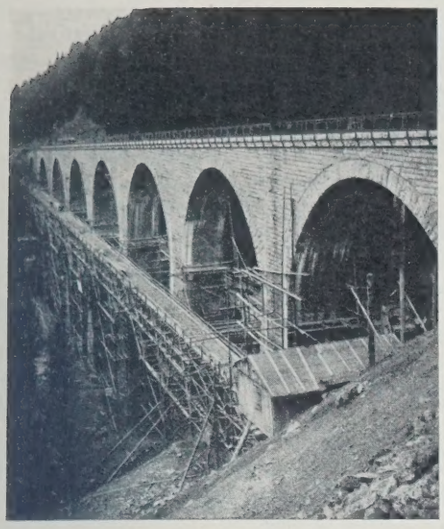


Abb. 41. Talübergang (Südseite) vor Inbetriebnahme.

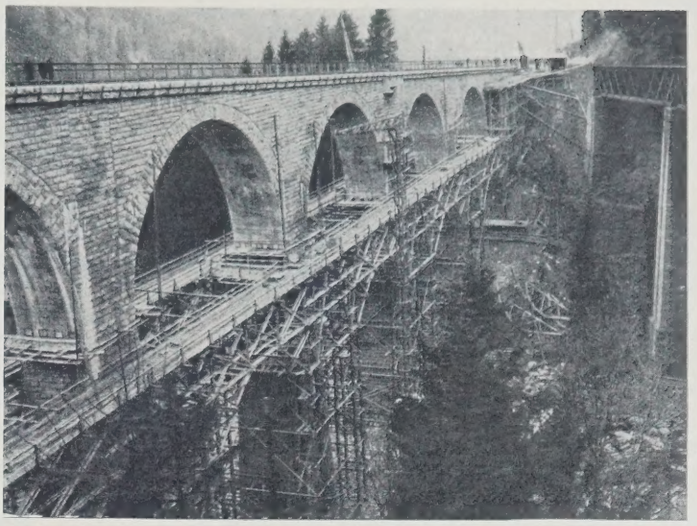


Abb. 41a. Talübergang (Nordseite) vor Inbetriebnahme.

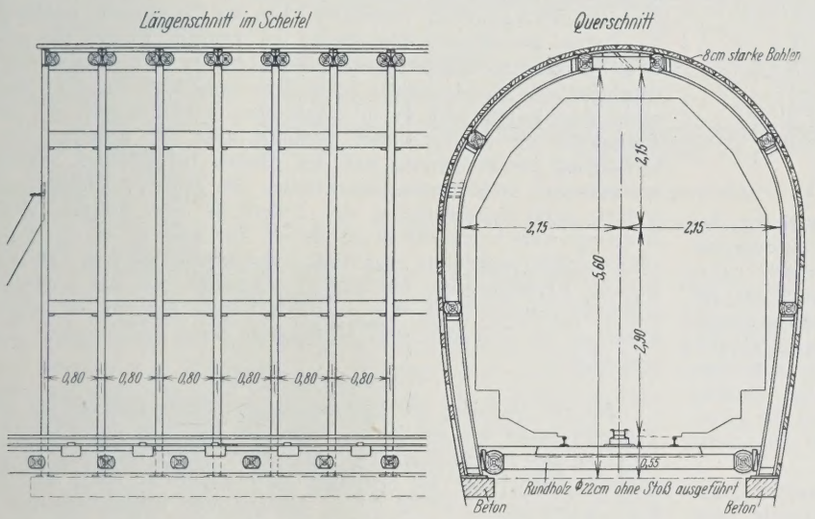


Abb. 42. Tunneleinrüstung.

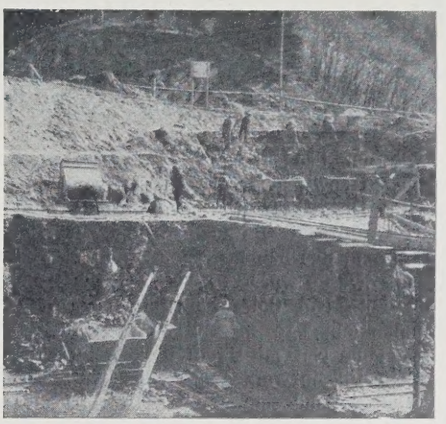


Abb. 44.
Abtrag der Tunnelüberlagerung.

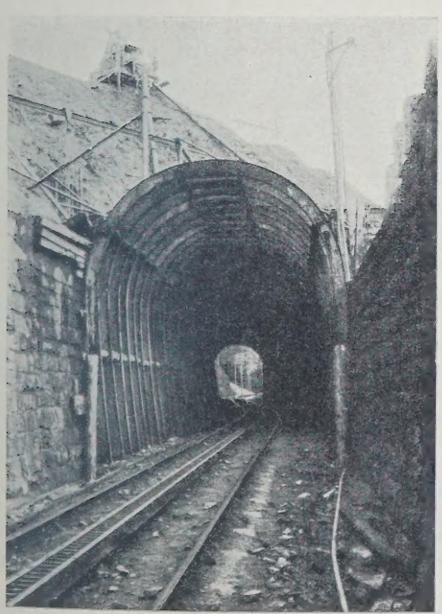


Abb. 43.
Tunneleinrüstung.

Abb. 45.
Freilegen des Tunnelgewölbes.

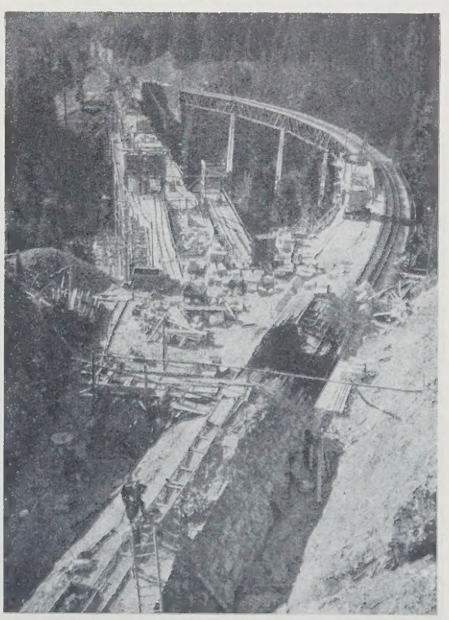


Abb. 46.
Zonenweiser Abbruch des Tunnelgewölbes.

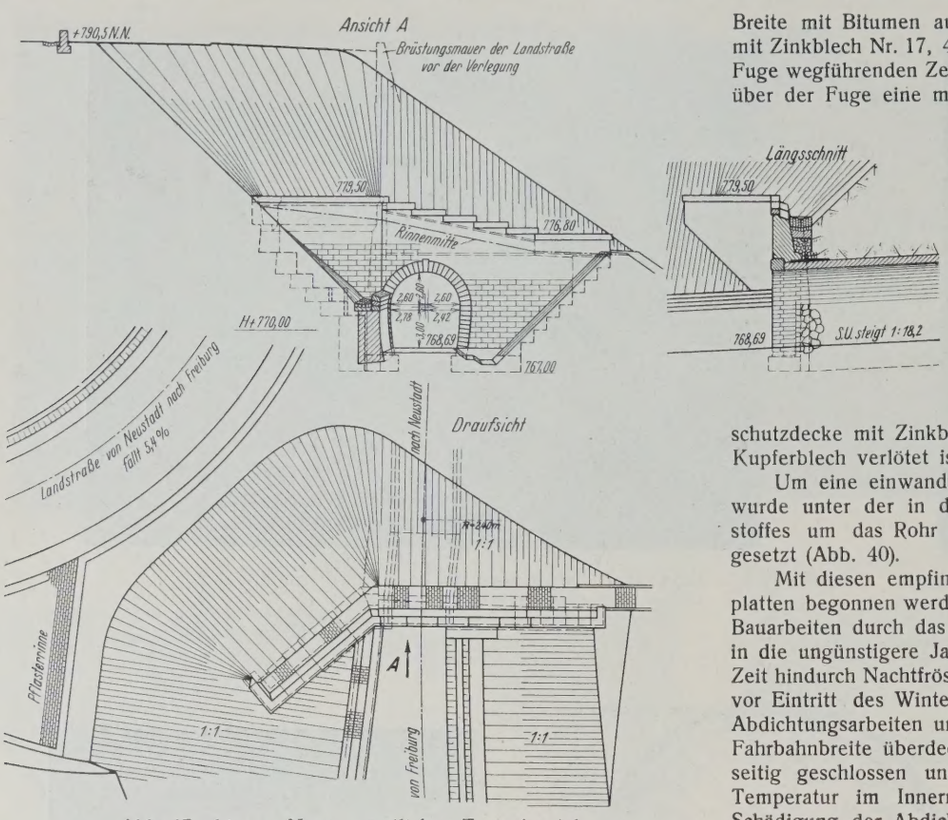


Abb. 47a bis c. Neues westliches Tunnelportal.

Quer- wie der Längsnähte versetzt, aufgeklebt. Zur Verklebung der beiden Lagen sowie der Stöße ist Klebemasse mit 50% Bitumengehalt verwendet. Die fertigverlegte Abdichtung erhielt auf der Oberfläche einen Anstrich mit 50%iger Bitumenstreichmasse. Besonderer Wert wurde auf die Verwahrung des beiderseitigen Randes der Fahrbahnabdichtung gelegt. Zu diesem Zwecke wurde in die unter der Abdeckplatte sitzende Granitgurtplatte eine Nut 3/4 cm eingehauen, die erste Lage des Tektoliths mit Bitumenklebmasse in die Nut eingeklebt, die zweite Lage darüber und sodann die Nut mit Bitumen vollgegossen (Abb. 37). Auf die ganze abgedichtete Fläche wurde eine 4 cm starke Schutzdecke mit Drahtnetzeinlage aus Portlandzementmörtel 1 : 3 aufgebracht.

Die Abdichtung der über jedem Gewölbekämpfer eingebauten Querdehnungsfugen ist nach Abb. 38 durchgeführt. Als unterste Lage ist Bleiblech 2 mm stark verwendet, das zur Aufnahme der Bewegungen in Zwiebelquerschnittsform in einer im Beton ausgesparten Nut eingesetzt ist. Die Ränder des Bleibleches wurden zu beiden Seiten in eine 5/4 cm große und mit Zementmörtel ausgefüllte Nut eingedrückt und später nach Erhärtung des Mörtels mit Bitumen überstrichen. Auf diese Überdeckung der Fuge wurde dann in doppelter Lage das Tektolith in der gleichen Form über die Fuge geführt. Um ein Ansammeln des Wassers zu verhindern, ist die Bewegungsfalte in der Brückenlängsachse auf 30 cm Breite mit Bitumen ausgegossen. Über dem Tektolith wurde die Fuge mit Zinkblech Nr. 17, 40 cm breit, abgedeckt. Bei der ebenfalls über die Fuge wegführenden Zementschutzdecke mit Drahtnetzeinlage ist senkrecht über der Fuge eine mit Bitumen ausgegossene Dehnungsfuge angeordnet.

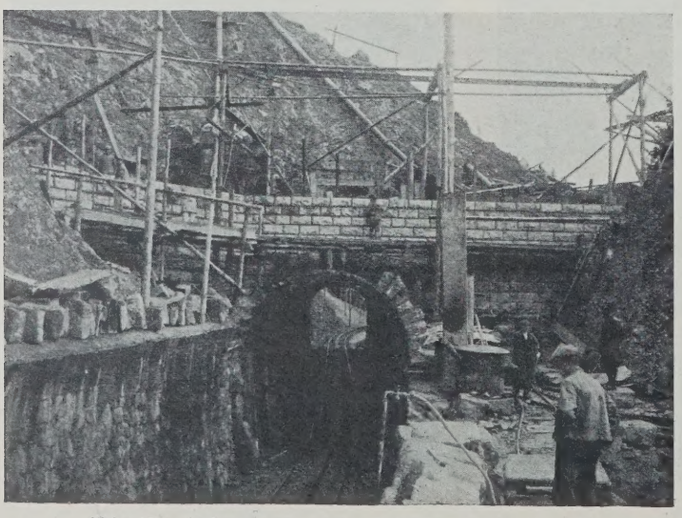


Abb. 48. Aufmauerung des westlichen Tunnelportals.

Der Teil der Querdehnungsfuge zwischen der Granitgurt- und Abdeckplatte ist in gleicher Weise wie die Fuge in der Fahrbahn an Stelle von Blei mit verzinntem Kupferblech 1,2 mm stark abgedeckt (Abb. 39). Als Ausgleich für Unebenheiten der Granitsteine wurde unter das Kupferblech eine mit Bitumen verklebte und angestrichene doppelte Lage Dachpappe eingelegt. Die Bewegungsfalte im Kupferblech ist nach der Fahrbahn entwässert und auf der Stirnseite der Brücke als Wassernase abgebogen, um das Eindringen von Schlagregen abzuweisen. Die ganze Fuge ist über der Betonschutzdecke mit Zinkblech Nr. 17, 40 cm breit, das mit dem verzinntem Kupferblech verlötet ist, geschützt.

Um eine einwandfreie Dichtung an dem Wasserabflußrohr zu erhalten, wurde unter der in das Rohr eingeführten doppelten Lage Abdichtungsstoffes um das Rohr eine Verwahrung aus Bleiblech 2 mm stark, eingesetzt (Abb. 40).

Mit diesen empfindlichen Arbeiten, die erst nach Versetzen der Gurtplatten begonnen werden konnten, kam man infolge der Verzögerung der Bauarbeiten durch das ungewöhnlich schlechte Wetter des Sommers 1927 in die ungünstigere Jahreszeit des November 1927 hinein, in der längere Zeit hindurch Nachtfröste herrschten. Um den Talübergang trotzdem noch vor Eintritt des Winters fertigstellen zu können, wurden die gesamten Abdichtungsarbeiten unter einem zuzeiten bis zu 60 m langen, die ganze Fahrbahnbreite überdeckenden Schutzdach ausgeführt, das über Nacht allseitig geschlossen und durch Kokskörbe geheizt wurde, so daß die Temperatur im Innern immer reichlich über 0° gehalten und jede Schädigung der Abdichtung und des darüber hergestellten Schutzbetons mit Sicherheit verhindert werden konnte. Die ganzen Abdichtungsarbeiten wurden durch Spezialarbeiter der Lieferfirma vom unteren, westlichen Widerlagerende beginnend in der kurzen Zeit vom 10. bis 21. November 1927 sorgfältig ausgeführt. Den Abdichtungsarbeiten auf dem Fuße folgend, kam die Versetzung der obersten Abdeckplatten und das Aufstellen des eisernen Geländers (Abb. 36a), so daß sämtliche Arbeiten am Talübergang selbst am 10. Dezember 1927 glücklich zu Ende geführt waren (Abb. 41 und 41a).

Tunnelarbeiten.

Mit den Arbeiten zur Beseitigung der Tunnelüberlagerung und des Tunnelgewölbes des westlichen Teiles des Ravennatunnels wurde schon im Laufe des Monats März 1927 begonnen. Zunächst wurde das abzutragende Tunnelstück auf insgesamt 42 m Länge mit nach dem Tunnelprofil gebogenen I 24 in 0,8 m Abstand und darüberliegenden 8 cm starken Rahmenhölzern eingerüstet. Die Einzelheiten der baulichen Anordnung und Auflagerung dieser Tunneleinrüstung, der gegenseitigen Verstrebung der einzelnen Binder und der Sicherung des ganzen Einbaues gegen etwaigen einseitigen Schub sind aus Abb. 42 u. 43 zu ersehen. Die Umgrenzungslinie des lichten Raumes konnte vom Einbau frei gehalten werden. Nach Aufstellung dieses Tunneleinbaues wurde mit dem Abtragen der Tunnelüberlagerung von der Höhe der verlegten Landstraße aus in einzelnen Schichten von je etwa 4 m Höhe begonnen. Die Abtragmassen wurden mit Schüttgerüst auf den im Lageplan (Abb. 3) mit B bezeichneten Hang abgekippt. Die Überlagerung des Tunnels bestand aus Gehängeschutt und morschem, stark zertrümmertem Gneis, mit einzelnen Ganggranitadern durchsetzt, zeigte also dieselbe Struktur wie in den Pfeilerfundamenten des östlichen Talhanges. Die Massen konnten größtenteils mit dem Pickel gelöst werden; nur die harten, roten Granite mußten gesprengt werden; gebohrt wurde mit Druckluft (Abb. 44).

Infolge dieses Befundes mußte man sich entschließen, die ursprünglich mit der Neigung 3 : 1 geplanten Felsböschungen des künftigen Tunnelvoreinschnittes bergseitig auf die Neigung 1 : 1 abzuflachen; talseitig glaubte man zunächst noch wegen der geringeren Hanghöhen auf 2 : 1 gehen zu können; aber auch hier erwies sich auf die Dauer nur die Neigung 1 : 1 als standsicher.

Auf diese Weise wurde die Tunnelüberlagerung bis auf etwa 2 m über dem Scheitel des Tunnelgewölbes abgetragen; alsdann wurden zuerst beiderseitige seitliche, bis auf Kämpferhöhe herabgehende Schlitze vom Tunnelportal her parallel zum Tunnel vorgetrieben, um etwaigen seitlichen Schub vom Tunnelgewölbe fernzuhalten, und dann erst mit dem Abbruch des Tunnelgewölbes vorgegangen (Abb. 45 u. 46). Im ganzen sind auf diese Weise etwas über 9000 m³ Tunnelüberlagerung beseitigt worden.

Abgebrochen wurde das Tunnelgewölbe und das talseitige Widerlager auf 37,5 m Länge, während das bergseitige Tunnelwiderlager und drei Schichten Wölbsteine über dem Kämpfer als Fußmauer der bergseitigen

Böschung stehen blieben. Hinter diesen Wölbsteinen wurde eine gepflasterte Entwässerungsrinne von 1,2 m Breite und 0,95 m Tiefe angelegt, die auch als Auffangrinne für Steinschlag zu dienen hat. Zwischen dem ersten stehen bleibenden und dem letzten abzubrechenden Tunnelring wurde — vor Abbruch des letzteren — in einem Schlitz das neue Tunnelportal mit anschließenden Flügeln aufgemauert, wobei der bergseitige Flügel aus der Ebene des Tunnelportals so weit abgedreht wurde, daß er senkrecht zu den Fallinien der von ihm zu stützenden Böschung steht. In Abb. 47 ist das neue Tunnelportal mit der darüberliegenden verlegten Landstraßenstrecke in Grundriß, Ansicht und Querschnitt dargestellt; auf dem Lichtbilde des neuen Portals (Abb. 48) ist links das als Fußmauer stehen bleibende und rechts das noch abzubrechende Tunnelwiderlager zu sehen, über dem Portal die in einem Hohlkegel mit der Neigung 1 : 1 stehende Felsböschung und zwei Betonabfallröhren zum Betonieren des Portals von der auf Straßenhöhe über dem Portal stehenden Mischmaschine. Die noch übriggebliebene Tunnellänge mißt 47,5 m. Die gesamten Tunnelarbeiten waren rechtzeitig mit den übrigen Arbeiten Ende November 1927 beendet.

Gleisumbau auf Reichsoberbau B 49.

Gleichzeitig mit dem Umbau der Brücken der Höllentalbahn muß — wie schon eingangs angedeutet — auch der vorhandene Oberbau auf Reichsoberbau B 49 $\frac{Br + 19E}{15}$ umgebaut werden. Der vorhandene Oberbau besteht aus 129 mm hohen, 9 m langen Breitfußschienen von 36,2 kg/m Gewicht auf 60 mm hohen, 2,25 m langen eisernen Querschwellen von 42 kg Gewicht, die in 1 m Schwellenabstand verlegt sind. Die in der Gleisachse liegende Zahnstange ist die verstärkte Riggenbachsche Zahnstange, Bauart Bissinger-Klose nach Abb. 49 (a bis d). Sie ruht auf den Querschwellen mittels gußeiserner Stühle, von denen zwei Sorten vorkommen (Abb. 50e bis h): der sogenannte kleine Stuhl, der nur senkrechte Drücke aufnimmt, und der sogenannte große Stuhl, der mittels eines die Querschwelle von oben her (in der Bahnsteigung gesehen) umfassenden Ansatzes auch den Schub der Zahnstange auf die Querschwellen und damit auf den Untergrund zu übertragen hat. Die Zahnleiter besteht aus 3 m langen Stücken mit 2996 mm langen Wangeneisen (Abb. 50b), so daß auf die Schienenlänge von 9 m drei, auf die neue Schienenlänge von 15 m fünf Zahnleiterstöße entfallen; die Zahnteilung beträgt 100 mm. Von den 30 auf einen Zahnleiterstoß von 3 m Länge entfallenden Zähnen haben die vier rechts und links des Leiterstoßes sitzenden Zähne und fünf Zwischenzähne (Abb. 49c) verlängerte Bolzen mit Schraubengewinden zur Verbindung der Wangeneisen, aus denen sich die Leiter zusammensetzt, die übrigen 21 Zwischenzähne sitzen ohne Schraubengewinde mit Rundbolzen von 42 mm Durchm. in den Wangeneisen (Abb. 49b), denen auf ihrer Innenseite eine Leiste angewalzt ist, auf der die Zähne zur Verhinderung der Drehung mit ihrer wagerechten Unterkante aufsitzen (Abb. 49b u. d). Durch die Rücksichtnahme auf die Zahnleiterstöße ist eine gleichmäßig durchgehende Schwellenteilung von 750 mm mit der durch die Breitschwellen am Schienenstoß sich ergebenden Abweichung und daher auch die von der Regelanordnung abweichende Schwellenzahl $Br + 19E$ auf den 15-m-Stoß bedingt (Abb. 50a). Die beim Umbau von 129 mm auf 148 mm vergrößerte Schienenhöhe und die geänderte Schwellenform verlangen wegen Aufrechterhaltung des Höhenunterschiedes von 67 mm zwischen Schienenoberkante und Oberkante Zahn auch eine Höherlegung der Zahnstange über Schienenunterkante um 22 mm; diese Hebung wird auf zweierlei Weise erreicht: Soweit die vorhandenen Stühle zur Wiederverwendung ausreichen, sind die Querschwellen bei ihrer Herstellung im Walzwerk in der Gleisachse um 22 mm aufgepreßt worden (Abb. 50d); da aber die engere Schwellenteilung die Beschaffung von rd. 1900 neuen Stühlen erforderlich machte, wurden die neuen Stühle um 22 mm höher (119 mm statt 97 mm Höhe) gegossen, so daß für diese Stühle die Regelschwelle Verwendung finden kann (Abb. 50c). Bei der Breitschwelle wurde von einer Hochpressung abgesehen; auf ihr kommen nur neue Stühle zur Verwendung. Daraus ergeben sich vier in Abb. 50e bis h angedeutete Schwellensorten, nämlich:

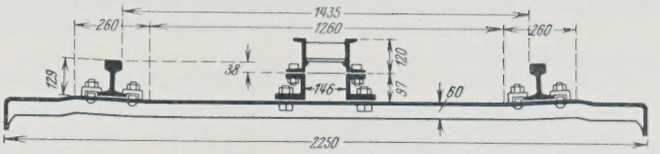


Abb. 49a. Anordnung des Oberbaues auf der Zahnstangenstrecke der Höllentalbahn vor dem Gleisumbau.

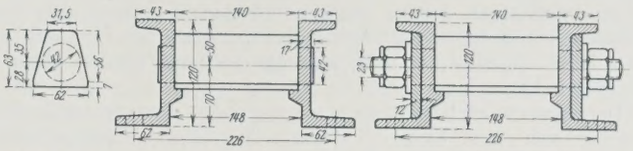


Abb. 49d. Form der Zähne.

Abb. 49b. Querschnitt der Zahnstangenleiter.

Abb. 49c. Schnitt am Leiterstoß.

Sorte I: Aufgepreßte Zwischenschwellen mit achsialer Lochung für die Befestigung der vorhandenen kleinen Stühle (Abb. 50e),
Sorte II: Aufgepreßte Zwischenschwellen mit seitlicher Lochung für die Befestigung der vorhandenen großen Stühle (Abb. 50g),

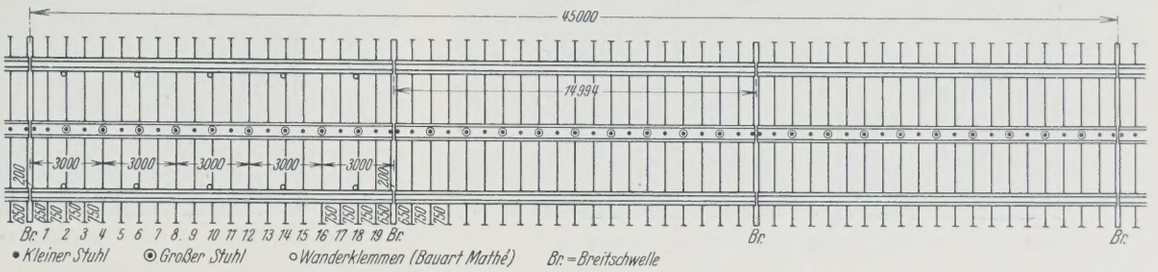


Abb. 50a. Anordnung des Umbaues der Zahnstangenstrecke auf Reichsoberbau B 49 für eine Umbaulänge von 45 m.

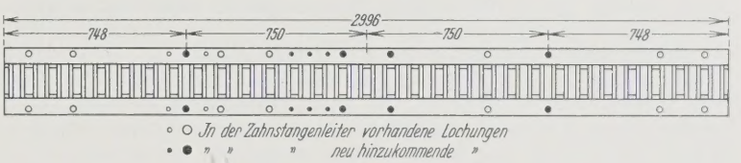


Abb. 50b. Zahnstangenleiter.

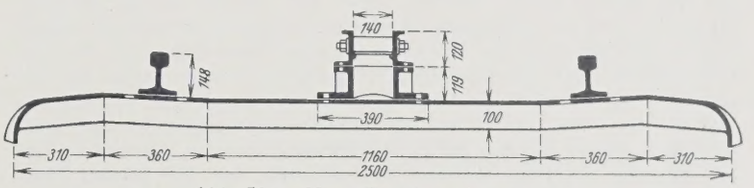


Abb. 50c. Neue Regelanordnung.

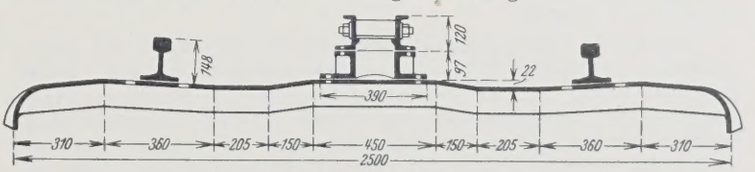


Abb. 50d. Anordnung mit aufgepreßter Schwelle bei Verwendung alter Zahnstangenstühle.

Abb. 50c u. d. Anordnung des neuen Reichsoberbaues B 49 auf der Zahnstangenstrecke.

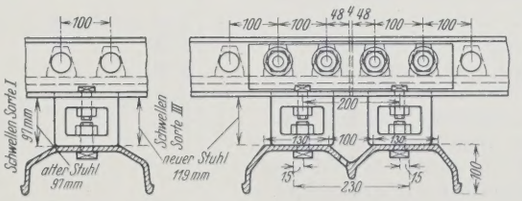


Abb. 50e. Befestigung des kleinen Stuhles alter u. neuer Anordnung auf den Zwischenschwellen.

Abb. 50f. Befestigung des kleinen Stuhles neuer Anordnung am Fahrschienen- und Zahnstangenleiterstoß.

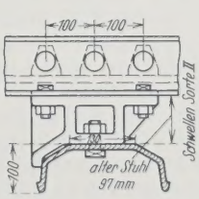


Abb. 50g. Befestigung des großen Stuhles alter Anordnung.

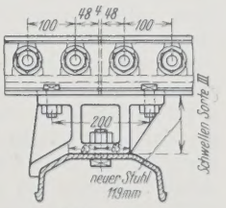


Abb. 50h. Befestigung des großen Stuhles neuer Anordnung.

Sorte III: Nichtaufgepreßte Zwischenschwellen mit achsialer Lochung für die Befestigung der neuen kleinen und großen Stühle (Abb. 50e u. h),

Sorte IV: Nichtaufgepreßte Breitschwellen mit seitlicher Lochung für die Befestigung der neuen kleinen Stühle am Schienen- und Leiterstoß (Abb. 50f).

Bei der Breitschwelle muß die Lochung seitlich sitzen, um die Lochungen im Fuß der vorhandenen Wangeneisen am Leiterstoß zur Befestigung auf den Stühlen beibehalten zu können; bei der Sorte II wegen des seitlichen Ansatzes der alten großen Stühle; bei den neuen großen Stühlen ist dieser Ansatz dem Profil der neuen Querschwellen des Reichsoberbaues B 49 angepaßt, so daß hier die Lochung achsial sitzen kann (Abb. 50g u. h).

Umgebaut wird jeweils in einer Zugpause von etwa zwei Stunden ein Stück von 45 m Länge (5×9 m $= 3 \times 15$ m), nachdem die Herrichtung der Zahnleiter für die neue Schwellenentfernung (Bohren der Löcher in den Wangeneisen usw. nach Abb. 50b) sowie die Schotterbetterneuerung vorausgegangen ist. Beim Umbau werden gleichzeitig verrostete (namentlich in den Tunneln) oder sonstwie stark beschädigte Leitern

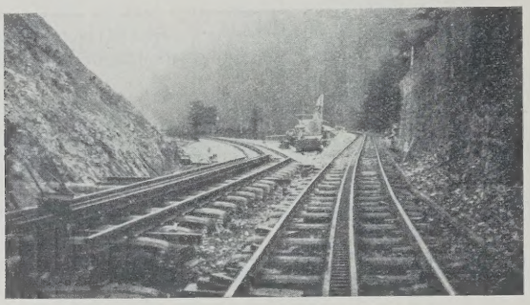


Abb. 51a. Oberer Anschluß vor Betriebsumleitung.

oder in ihren Lagern ausgeschlagene Zähne ersetzt. In den Gleisbogen (von meistens 240 m Halbmesser) muß die genaue Länge von 15 m in der Gleisachse wegen der Regellänge der Zahnleitern durchgehen; die Ausgleichschienen sind daher auf der Zahnstangenstrecke im äußeren Schienenstrang länger, im inneren Schienenstrang kürzer als 15 m. Vor dem Umbau müssen daher für die ganze Umbaulänge an Hand eines genauen, durch Längenmessung nochmals nachzuprüfenden Kurvenbandes genaue Verzeichnisse der Schienenlängen aufgestellt, die Schienen hiernach auf genaue Länge bestellt, gewalzt und nach diesem Verzeichnis auf die Strecke verteilt werden. Trotz aller Sorgfalt in der Messung lassen sich aber erfahrungsgemäß Additionen kleiner Fehler in den Schienenlängen (bedingt durch die „Toleranzen") nicht vermeiden. Da aber am Fahrschienen- und Zahnstangenleiterstoß (Abb. 50a u. f) wegen des Zusammenhangs zwischen den Lochungen der Breitschwelle für die Schienen und für die Stühle der Zahnstange größere Ungenauigkeiten nicht ausgeglichen werden können, hat es sich als nötig erwiesen, von Zeit zu Zeit nur einseitig gelochte Schienen einzuschieben, um die genaue Übereinstimmung in der Lage der Schienen- und Leiterstoßenden wiederherstellen zu können.

Die Strecke vom Bahnhof Hirschsprung bis zum Beginn der Linienverlegung war schon vor dem Neubau des Talübergangs bis km 22,3 + 93,5 m umgebaut worden. Nach Fertigstellung der wasserdichten Abdeckung und Einbringen des Schotterbettes wurde mit dem Verlegen des neuen Oberbaues über den Talübergang begonnen, wobei zu beachten war, daß infolge der Linienverkürzung der neuen Linie beim oberen Anschluß ein Paßstück nicht nur im Gleis, sondern auch in der Zahnleiter entstehen werde, und daß Vorsorge zu treffen war, daß trotz dieses in seiner Länge noch nicht auf Millimeter genau bekannten Paßstückes die Zahnteilung von 100 mm ungeändert durchgehe. Beim Gleislegen und bei der Betriebsumlenkung wurde aus diesen Gründen folgendermaßen vorgegangen: Beim unteren Anschluß (km 22,3 + 93,5) wurden seitwärts des Betriebsgleises 3 fertige Stöße von zusammen 45 m Länge zusammengebaut, in ihrer genauen Länge gemessen und diese Länge vom Übergangstoß an genau in die neue Gleisachse übertragen und versichert. Hier wurde mit dem Gleislegen über den neuen Talübergang begonnen; mit Rücksicht auf das noch im Betrieb befindliche Gleis der alten Linie konnte das neue Gleis in einer Gesamtlänge von zunächst 315 m so weit vorgestreckt werden, daß nur ein Schienenstoß von 15 m Länge im Tunnelvoreinschnitt seitlich zusammenzubauen und bei der Betriebsüberleitung einzuschwenken war (Abb. 51a vor, Abb. 51b nach der Umleitung). Die genaue Messung beim oberen Anschlußpunkt ergab eine Lücke in der Zahnstange von 3985 mm; um hier auf das für das ungeänderte Durchgehen der Zahnteilung von 100 mm erforderliche nächste Maß von 4000 mm Länge zu kommen, waren nunmehr auf der soeben über den neuen Talübergang verlegten Strecke von 315 m Länge durch Zusammenschieben der Stoßlücken der Schienen und Zahnleitern 15 mm an Länge zu gewinnen, was in Anbetracht der großen, zur Verfügung stehenden Ausgleichlänge keine Schwierigkeiten bot, ohne an den Leiterstößen zu geringe Zahnteilungen zu bekommen. Danach wurde eine schon vorbereitete neue Leiter auf 3996 mm Länge abgelängt, und der

Betriebsüberleitung

stand nun auch von dieser Seite nichts mehr entgegen. Sie wurde auf den 14. Dezember 1927 in eine durch Güterzugverlegung hergerichtete Zugpause von 10^{45} bis 14^{18} festgesetzt. Für die in dieser Zugpause vorzunehmende Probebelastung waren vier Lokomotiven der Gattung Pt 35.14 (VIb), je zwei Schlot gegen Schlot gestellt, bestimmt; schwerere Lokomotiven konnten wegen der noch nicht umgebauten Brücken und wegen des teilweise noch zu schwachen Oberbaues nicht herangeführt werden. Schon gegen 12 Uhr war der Zusammenschluß der Schienen an beiden Anschlußstellen hergestellt, so daß die vier (Reibungs-) Maschinen zur Probebelastung in die neue Linie einfahren konnten. Während der Probebelastung wurde beiderseits der Anschluß der Zahnstangen fertig-

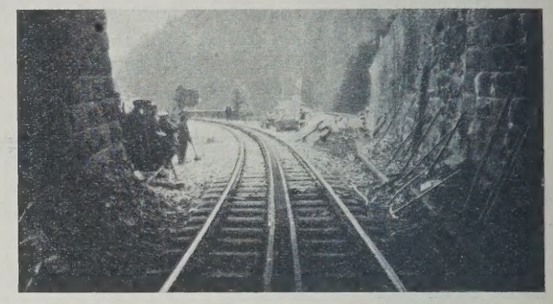


Abb. 51b. Oberer Anschluß nach Betriebsumleitung.

Probebelastung des Ravenna-Viaduktes am 14. Dezember 1927.

Gemessen mit Griotschen Biegungsmessern.

Für Belastung wurden verwendet:

Ruhende Last: 2 Lok VIb mit Schlot gegen Schlot und auf Gewölbemitte aufgestellt.

Langsamfahrt und Schnellfahrt: 4 Lok IVb zusammengekuppelt, je 2 Schlot gegen Schlot gestellt.

Öffnung	Anfangsstellung	Ruhende Last[1]) Ablesung	Ruhende Last[1]) Unterschied	Langsamfahrt 10 km/Std. Ablesung	Langsamfahrt 10 km/Std. Unterschied	Schnellfahrt 30 km/Std. Ablesung	Schnellfahrt 30 km/Std. Unterschied
1	1,00 mm	1,11 =	0,11 mm				
	1,05 „			1,12 =	0,07 mm		
	1,01 „					1,11 =	0,10 mm
2	6,81 mm	7,00 =	0,19 mm				
	7,00 „			7,03 =	0,03 mm		
	7,00 „					7,04 =	0,04 mm
4	6,50 mm	6,60 =	0,10 mm				
	6,60 „			6,60 =	0,00 mm		
	6,60 „					6,60 =	0,00 mm
5	8,24 mm	8,24 =	0,00 mm				
	8,24 „			8,24 =	0,00 mm		
	8,24 „					8,24 =	0,00 mm
6	8,55 mm	8,79 =	0,24 mm				
	8,79 „			8,79 =	0,00 mm		
	8,79 „					8,79 =	0,00 mm
7	8,60 mm	8,76 =	0,16 mm				
	8,75 „			8,76 =	0,01 mm		
	8,76 „					8,76 =	0,00 mm
8	1,52 mm	1,70 =	0,18 mm				
	1,55 „			1,62 =	0,07 mm		
	1,54 „					1,62 =	0,08 mm
9	9,07 mm	9,12 =	0,05 mm				
	9,03 „			9,06 =	0,03 mm		
			0,13 mm		0,026 mm		0,031 mm
			Spannweitenänderung				
4	1,52 mm	1,19 =	0,33 mm				
	1,52 „			1,30 =	0,22 mm		
	1,52 „					1,30 =	0,22 mm

[1]) Bei der ruhenden Last ergab die Aufstellung der zwei gekuppelten Lok. symmetrisch zur Gewölbemitte den größten Ausschlag.

Witterung: teilw. bedeckt. Temp. — 3 ° C.

gestellt. Zur Messung der Senkungen der Gewölbescheitel unter der Verkehrslast waren senkrecht unter jedem Gewölbescheitel der Öffnungen 1, 2 und 4 bis 9 auf Geländehöhe Griotsche Durchbiegungsmesser aufgestellt; in Öffnung 3 war das Aufstellen eines Apparates wegen des hier durchfließenden Ravennabaches nicht möglich. Ferner war in Öffnung 4 ein Griotscher Apparat derart eingebaut, daß hier Verkleinerungen oder Vergrößerungen der Spannweite gemessen werden konnten. Zunächst wurde jede Öffnung mit zwei Lokomotiven ruhend belastet; alsdann fand eine Langsamfahrt (10 km/Std.) und danach eine Schnellfahrt (35 km/Std. gleich der vorgeschriebenen Höchstgeschwindigkeit der Personenzüge bei der Talfahrt) mit vier zusammengekuppelten Lokomotiven statt. Die Ablesungen der Apparate sind aus der nebenstehenden Tabelle (S. 576) zu

Abb. 52.

entnehmen, wobei auf den außerordentlich geringen, in den meisten Fällen verschwindenden Einfluß jeder nicht ruhenden — d. h. längere Zeit andauernden — Belastung besonders aufmerksam gemacht wird; daraus ist zu schließen, daß die Gewölbeformänderungen den rasch folgenden Lastimpulsen nicht zu folgen vermögen.

Unmittelbar nach der Probebelastung wurde der neue Talübergang fahrplanmäßig dem Betriebe übergeben.

Im Frühjahr 1928 waren noch kleinere Fertigstellungsarbeiten zu leisten und der alte Talübergang abzubrechen. Entfernt wurden das Eisenwerk und die drei Mittelpfeiler, während die beiden langgestreckten Widerlager, die in der Landschaft nicht auffallen, stehenbleiben. Zur Beschleunigung und Verbilligung der Abbrucharbeit wurden die drei Mittelpfeiler durch Sprengung zerstört, wobei das Eisenwerk der vier Öffnungen in die Talsohle abstürzte, hier autogen auseinandergeschnitten und mit Lastkraftwagen abgeführt wurde.

Abb. 52 gibt eine Ansicht des alten Talüberganges nach der Sprengung; in Abb. 53 ist der neue Talübergang dargestellt, aufgenommen vom südlichen Talhange.

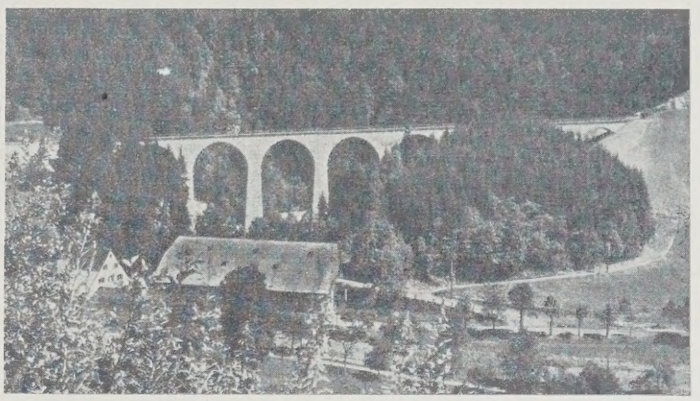


Abb. 53.

Die Kosten des gesamten Umbaues einschließlich der Tunnelarbeiten und der Landstraßenverlegung werden etwa 1,7 Mill. R.-M. betragen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Dreigurtträger.

Von Reichsbahnoberrat Dr.-Ing. **Tils**, Köln.

I. Einleitung.

Es ist deutlich erkennbar, daß in dem Streben nach Verminderung der Kosten für eiserne Brücken zwei Richtungen eingeschlagen werden. Bei der einen sucht man durch Verbesserung des Eisenmaterials (Schweißeisen, Flußstahl St 37, St 44, St 48 und Si-[Freund] Stahl) bei gleichzeitiger Erhöhung der zulässigen Spannungen Gewichtsverringerungen zu erzielen, bei der anderen werden neue Formen für die Brückensysteme gesucht, bei denen die Profile so einfach wie möglich gestaltet werden können. Schwedler-, Pauli-, Lohse- usw. Träger können als überwunden angesehen werden, und selbst der Fachwerkbogen mit Zugband muß heute als nicht zeitgemäß bezeichnet werden, da er zu hohe Gewichte fordert, indem die Horizontalschübe als innere Spannungen vernichtet werden müssen. Die Hängebrücke ist vor kurzem in der Literatur als Luxuskonstruktion für reiche Städte bezeichnet worden; für Eisenbahnzwecke kommt sie nicht in Frage. Ein bevorzugtes System ist heute der Parallelträger als durchlaufender oder Gerbergelenkträger mit Gitterwerk einfachster Art und verschiedenen Höhen je nach der Stützweite. Der Parallelträger ist aber nicht unabhängig von der Art des verwendeten Stahls. Mit der Veredlung des Werkstoffs ist eine große Verringerung des Eisengewichtes, eine erhebliche Verschiebung des Verhältnisses vom Eigengewicht zur Verkehrslast, eine starke Erhöhung der zulässigen Spannungen und gleichzeitig eine nicht unerhebliche Vergrößerung der Durchbiegung eingetreten.

Zur Erzielung der nach den Vorschriften der Reichsbahn zugelassenen Durchbiegung bei Steigerung der Dehnung des Eisenmaterials kommt man zwangläufig zur Vergrößerung der Trägerhöhen.

Mit der Höhe der Träger steigt aber in verstärktem Maße das Gewicht der Endportale und Windverbände; so wiegt z. B. ein Portal der neuen Rheinbrücke bei Duisburg bei 20 m Höhe rd. 160 t, ein Portal für die hier behandelte 84-m-Brücke 18 t bei 12 m Höhe.

Aus den gegenseitigen Beziehungen findet man schließlich für jeden Baustoff die ein Mindestgewicht ergebende günstigste Trägerhöhe, die für St 37 bei 1/8, für St 48 bei 1/7, für den Si-Stahl etwa bei 1/6 der Stützweite gefunden wird.

Neben der Höhe der Brücke spielt die Breite für die Seitensteifigkeit eine wichtige Rolle. Bisher wurden die Brückenbreiten lediglich nach dem Mindestmaß der erforderlichen Lichtmaße ausgebildet. So kommt es, daß z. B. die Hohenzollernbrücke in Köln mit einer Breite von 9 m und einer Stützweite der Mittelöffnung von 167,67 m nur ein Verhältnis von Breite zur Stützweite 1/18,6, die Hochfelder Brücke mit $b = 9{,}2$ m und $l = 189$ m nur 1/20,3 aufweist. Bei Brücken kleinerer Stützweiten wird dieses Verhältnis bedeutend günstiger. Brücken großer Stützweite haben demnach geringe, solche kleiner Stützweite große Seitensteifigkeit. In neuerer Zeit werden Stimmen laut, die auf dieses Mißverhältnis, besonders aber bei sehr großen Stützweiten aufmerksam machen und nach zweckmäßiger Abhilfe suchen.

Im nachstehenden soll ein System näher betrachtet und statisch untersucht werden, das mit großer Höhe auch eine größere Breite wirtschaftlich zu verbinden sucht. Dieses System, der Dreigurtträger, ist gekennzeichnet durch den in Abb. 1a u. 1b dargestellten Dreieckrahmen als Normalquerschnitt eines Parallelträgers. Als seine Vorzüge dürfen genannt werden:

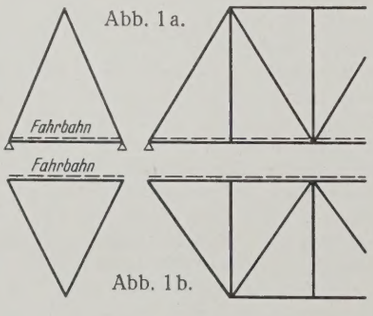


Abb. 1a.

Abb. 1b.

1. Große Steifigkeit der Brücke in der Querrichtung.

2. Zusammenballung von Querschnittsmassen an den Ecken des Rahmens, wodurch vor allem im Obergurt eine günstige Materialausnutzung ermöglicht wird.

3. Vermeidung von Konstruktionsteilen zweiter Ordnung (Windverbände). Der in der Fahrbahnebene angeordnete Verband ist ein Teil des Hauptsystems und darf mit $\sigma_{zul} = 1400$, unter Hinzurechnung der Zusatzkräfte mit $\sigma_{zul} = 1600$ kg/cm² ausgeführt werden, während für Verbände nach den Vorschriften der Reichsbahn als zulässige Beanspruchung $\sigma_{zul} = 1000$ gilt.

4. Gleich große Durchbiegung beider Hauptträger beim Befahren nur eines Gleises (Näheres s. unten). Damit kommen die Nebenspannungen in Fortfall, die bei rechteckiger Bauart einen besonderen Materialaufwand an den Querträgeranschlüssen, Eckblechen usw. bedingen, deren Berechnung statisch sich nicht verfolgen läßt und deren Berücksichtigung zu sehr großen, bis heute für unnötig gehaltenen Querschnittsverstärkungen führen würde.

5. Verdrehungssteifigkeit. Die ohne untergeordnete Verbände gebaute Brücke ist erheblich steifer gegen Verdrehungen, durch die bei rechteckigem Querschnitt die äußeren Rahmen, Verbände und Querträgeranschlüsse sehr stark beeinflußt werden.

6. Kleine Bauziffer. Durch den Fortfall untergeordneter Konstruktionsteile, wie der Windverbände, bei denen Knotenbleche im Verhältnis zum Konstruktionsgewicht viel Material beanspruchen, wird die Bauziffer günstig beeinflußt.

7. Fehlende Endportale. Das Tragwerk erhält in jedem Querschnitt einen steifen Rahmen, so daß die Anordnung von Endportalen sich erübrigt.

Die Verwendbarkeit des Dreigurtträgers soll hier eingehend nur für Eisenbahnbrücken untersucht werden. Das Ergebnis kann leicht auf Straßenbrücken übertragen werden.

Bei untenliegender Fahrbahn verlangt die Dreieckform große Höhen und Breitenabmessungen, die eine Verwendung nur für größere Stützweiten zweckmäßig erscheinen lassen.

Das vom Lichtraumprofil der Deutschen Reichsbahn umschriebene Dreieck (Abb. 2) hat die Abmessungen:

$$\left.\begin{aligned} h_1' &= 8{,}6 \text{ m} \\ b_1' &= 7{,}2 \text{ m} \end{aligned}\right\} \text{ für eingleisige Brücken}$$

$$\left.\begin{aligned} h_2' &= 12{,}75 \text{ m} \\ b_2' &= 10{,}7 \text{ m} \end{aligned}\right\} \text{ für zweigleisige Brücken.}$$

Als Systemmaße ergeben sich daraus etwa:

$$\left.\begin{aligned} h_1 &= 10{,}0 \text{ m} \\ b_1 &= 8{,}2 \text{ m} \end{aligned}\right\} \text{ für eingleisige Brücken}$$

$$\left.\begin{aligned} h_2 &= 14{,}5 \text{ m} \\ b_2 &= 12{,}1 \text{ m} \end{aligned}\right\} \text{ für zweigleisige Brücken}$$

und es folgt bei einem angenommenen Verhältnis von z. B. $\frac{h}{l} = \frac{1}{6}$ für Siliziumstahl als untere Grenze der Stützweite:

für eingleisige Brücken $l = 60$ m
für zweigleisige Brücken $l = 87$ m.

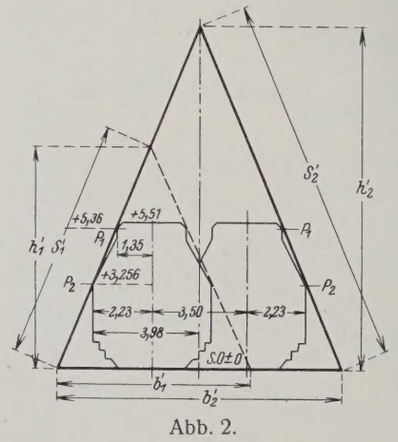


Abb. 2.

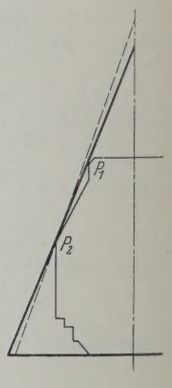


Abb. 3.

Die erforderliche Mindestbrückenbreite $b_{min} = 12{,}1$ m, die den Einbau der Fußwege zwischen den Hauptträgern gestattet, weist jedoch als Anwendungsgebiet auf noch größere Stützweiten hin, weil mit wachsender Stützweite und zunehmender Systemhöhe die Berührungsgerade den Punkt P_1 verläßt und um Punkt P_2 nach innen schwenkt, wodurch die Brückenbreite etwas vermindert wird (Abb. 3).

Die Füllstäbe werden im Verhältnis s/h länger als die Glieder einer Brücke mit rechteckigem Querschnitt, doch wird durch den Einbau eines Querstabes bei den Druckstäben eine Verkürzung der Knicklänge ermöglicht.

Dieser Querstab gewährleistet auch die Steifigkeit der spitzen Rahmenecke. Des weiteren kann dieser Stab die Funktion eines Querträgers übernehmen, sobald die Brücke, wie es aus wirtschaftlichen Gründen oft geschieht, zwei übereinanderliegende Fahrbahnen aufnehmen soll; z. B. bei einer Straßenbrücke eine Schnellbahn oder Automobilstraße.

Für Brücken mit obenliegender Fahrbahn kann der Dreigurtträger ohne Einschränkung verwendet werden; der Einbau einer Zwischenunterstützung für den Querträger (Abb. 4) ist ohne weiteres möglich.

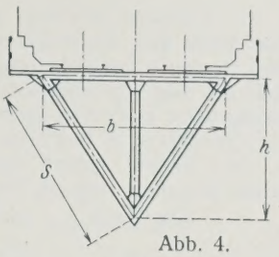


Abb. 4.

Im folgenden soll zunächst der Dreigurtträger theoretisch untersucht werden. Dann soll an Hand von Rechnungsbeispielen im Vergleich mit ausgeführten Brücken, und zwar einer Brücke von 34,2 m Stützweite mit Fahrbahn oben und einer Brücke von 84 m mit Fahrbahn unten in St 48 und Siliziumstahl der Beweis erbracht werden, daß schon von diesen Stützweiten ab mit Erfolg der Dreigurtträger verwandt werden kann.

II. Theoretische Untersuchung des Dreigurtträgers.

A. Berechnung des Querrahmens durch Einführung des elastischen Schwerpunktes als Angriffspunkt der statisch unbestimmbaren Größen.

Die Querschnittsform der Brücke ist als gleichschenkliges Dreieck festgelegt. In jedem Knotenpunkte sind Ständer vorhanden. Dann bildet der Querträger mit den Ständern einen geschlossenen Dreieckrahmen. Die Berechnung dieses Rahmens geschieht für verschiedene Querschnittsysteme nach Müller-Breslau, „Neuere Methoden der Festigkeitslehre 1913", S. 122 ff., Abb. 5.

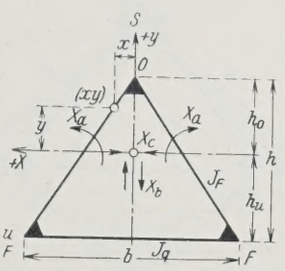


Abb. 5.

1. Steifer Dreieckrahmen ohne Gelenke. Die drei statisch unbestimmten Größen X_a, X_b und X_c werden im elastischen Schwerpunkte des Rahmens angreifend gedacht, um die Elastizitätsgleichungen voneinander unabhängig zu erhalten. Aus der Symmetrie des Systems folgt in bezug auf die Y-(Symmetrie-)Achse:

$$\delta_{ab} = \delta_{ba} = 0 \qquad \delta_{bc} = \delta_{cb} = 0.$$

Die Lage der X-Achse ergibt sich aus der Bedingung, daß

$$\delta_{ac} = \delta_{ca} = 0$$

sein muß.

Der Nullpunkt des Ordinatensystems wurde in der Achse des Rahmens im Abstande h_u von der Basis gewählt.

An der Stelle (x, y) des Rahmens ist

$$M_{(x,y)} = M_o - M_a X_a - M_b X_b - M_c X_c$$

und da für

$$X_a = -1 \qquad M_a = +1$$
$$X_b = -1 \qquad M_b = +x$$
$$X_c = -1 \qquad M_c = +y$$

$$M_{(x,y)} = M_o - X_a - x X_b - y X_c.$$

Zur Vereinfachung wird das Trägheitsmoment des Querträgers konstant gesetzt

$$J_q = J_c.$$

Die mit $\frac{J_q}{J_c}$ reduzierten Längen sind dann:

$$b' = b \cdot \frac{J_q}{J_q} = b \qquad v' = v \cdot \frac{J_q}{J_v}$$

$$\delta_{ac} = \int M_a M_c \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = b h_u + 2 v' \left(h_u - \frac{h}{2}\right) = 0$$

$$(1) \qquad \underline{h_u = \frac{v'}{b + 2 v'} \cdot h} \qquad h_o = h - h_u.$$

Die Verschiebungswerte der Elastizitätsgleichungen sind:

$$\delta_{aa} = \int M_a^2 ds \cdot \frac{J_c}{J} = b + 2 v' = G$$

$$\delta_{bb} = \int M_b^2 ds \cdot \frac{J_c}{J} = \frac{b^2}{12}(b + 2 v') = \frac{b^2}{12} \cdot G = J_y$$

$$\delta_{cc} = \int M_c^2 ds \cdot \frac{J_c}{J} = h_u^2 (b + 2 v') - 2 v' h h_u + \frac{2}{3} h^2 v' = J_x.$$

Setzen wir nach Gl. (1) $h_u (b + 2 v') = v' h$, so ergibt sich:

$$J_x = \frac{1}{3} v' h (2 h - 3 h_u).$$

Es folgt also:

$$\delta_{cc} = J_x = \frac{1}{3} v' h (2 h - 3 h_u)$$

$$\delta_{ma} = \int M_a M_o \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = F_o$$

$$\delta_{mb} = \int M_b M_o \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{S}_y$$

$$\delta_{mc} = \int M_c M_o \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{S}_x.$$

Darin bedeuten:

F_o = Inhalt der mit $\frac{J_c}{J}$ multiplizierten Momentenflächen M_o des statisch bestimmten Rahmens,

$\mathfrak{S}_y$ = statisches Moment der Momentenflächen M_o bezogen auf die Y-Achse, multipliziert mit $\frac{J_c}{J}$,

$\mathfrak{S}_x$ = statisches Moment der Momentenflächen M_o bezogen auf die X-Achse, ebenfalls multipliziert mit $\frac{J_c}{J}$.

Somit ergeben sich die Unbekannten:

$$X_a = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = + \frac{F_o}{G} = \frac{F_o}{b + 2 v'}$$

$$X_b = \frac{\delta_{mb}}{\delta_{bb}} = + \frac{\mathfrak{S}_y}{J_y} = \frac{F_o \xi}{\frac{b^2}{12}(b + 2 v')}$$

$$X_c = \frac{\delta_{mc}}{\delta_{cc}} = + \frac{\mathfrak{S}_x}{J_x} = \frac{F_o \eta}{\frac{1}{3} \cdot v' h (2 h - 3 h_u)}.$$

In diesen Gleichungen ist ξ der Abstand des Schwerpunktes der M_o-Flächen von der Y-Achse und η der Abstand des Schwerpunktes dieser Flächen von der X-Achse. Für Belastung des Querträgers mit um die lotrechte Achse symmetrischen Lasten wird $\xi = 0$ und $\eta = h_u$. Daher fällt die Unbekannte X_b weg und X_c wird:

$$X_c = \frac{F_o h_u}{\frac{1}{3} \cdot v' h (2 h - 3 h_u)}.$$

Für diesen Fall ergeben sich die Momente in den Ecken:

$$M_s = -1 \cdot X_a - h_o \cdot X_c$$

$$M_s = -F_o \left\{ \frac{1}{b + 2 v'} + \frac{h_u h_o}{\frac{1}{3} \cdot v' h (2 h - 3 h_u)} \right\}$$

$$M_F = -F_o \left\{ \frac{1}{b + 2 v'} + \frac{h_u^2}{\frac{1}{3} \cdot v' h (2 h - 3 h_u)} \right\}.$$

(Vereinfachte Form s. unter B. 1.)

Die Momente im Querträger folgen daraus: $M = M_o - M_F$.

2. Dreieckrahmen mit wagerechtem Querriegel und Gelenk an der Spitze. Bei dieser Querschnittsform ist die obere steife Ecke entfernt und dafür ein gelenkig an die Ständer angeschlossener Querriegel oberhalb des Lichtraumprofils angebracht.

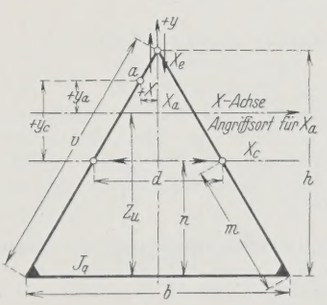


Abb. 6.

Die Einfügung des Querriegels wird in den meisten Fällen konstruktiv und wirtschaftlich vorteilhafter sein, als die unter 1 besprochene Lösung ohne Riegel.

Die Wahl der drei Unbekannten ist aus Abb. 6 ersichtlich.

Es sollen wieder drei voneinander unabhängige Elastizitätsgleichungen erscheinen.

Aus der Symmetrie des Systems folgt:

$$\delta_{ab} = \delta_{ba} = 0$$

$$\delta_{bc} = \delta_{cb} = 0.$$

Aus der Bedingung $\delta_{ac} = \delta_{ca} = o$ wird der Angriffspunkt von X_a bestimmt.

Das Trägheitsmoment des Querträgers wird als konstant eingeführt.

$$J_c = J_q$$

$$b' = \frac{J_c}{J_q} \cdot b = b \qquad v' = v \cdot \frac{J_v}{J_q} \qquad m' = m \cdot \frac{J_v}{J_q}.$$

Die Momente für einen beliebigen Punkt „a" des Rahmens sind infolge der Unbekannten (s. Abb. 7a u. b):

$$X_a = -1 \qquad M_a = +Y_a$$
$$B_b = -1 \qquad M_b = -x$$
$$X_c = -1 \qquad M_c = +y_c$$

$$\delta_{ac} = \int M_a M_c \cdot \frac{J_c}{J} \cdot ds = b\,n\,Z_u + \frac{2 Z_u\, n\, m'}{2} - \frac{2\,n\,m'}{2} \cdot \frac{1}{3} \cdot n = 0$$

$$Z_u = \frac{n\,m'}{3\,(b + m')}.$$

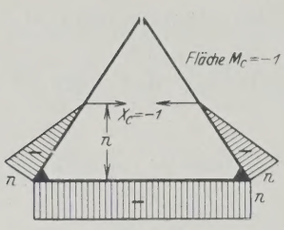


Abb. 7a.

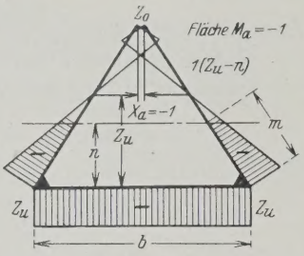


Abb. 7b.

Die Verschiebungswerte ergeben sich nun, wenn man noch die Längenänderung des Querriegels berücksichtigt und

$$d \cdot \frac{J_c}{F_u} = d' \text{ setzt:}$$

$$\delta_{aa} = \int M_m^2 \frac{J_c}{J}\, ds = b\, Z_u^2 + \frac{2}{3} v' (Z_o^2 - Z_o Z_u + Z_u^2) = J_{xa}$$

$$\delta_{bb} = \int M_b^2 \cdot \frac{J_c}{J}\, ds = \frac{b^2}{12}(b + 2v') = J_y$$

$$\delta_{cc} = \int M_c^2 \frac{J_c}{J}\, ds + \sum N_c^2 \frac{J_c}{F} \cdot s = n^2 \left(b + \frac{2}{3} \cdot m'\right) + d' = J_{xc}$$

$$\delta_{ma} = \int y_a M_o \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{S}_{xa}$$

$$\delta_{mb} = -\int x\ M_o \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{S}_y$$

$$\delta_{mc} = \int_0^{-n} y_c\, M_o \frac{J_c}{J} \cdot ds = \mathfrak{S}_{xc}.$$

$\mathfrak{S}_{xa}$ = statisches Moment der mit $\frac{J_c}{J}$ multiplizierten Momentenfläche M_o des statisch bestimmten Rahmens bezogen auf die X_a-Achse,

$\mathfrak{S}_y$ = statisches Moment der mit $\frac{J_c}{J}$ multiplizierten Momentenfläche M_o des statisch bestimmten Rahmens bezogen auf die Y-Achse,

$\mathfrak{S}_{xc}$ = statisches Moment der mit $\frac{J_c}{J}$ multiplizierten Momentenfläche M_o des statisch bestimmten Rahmens bezogen auf die X_c-Achse.

Daraus folgen die Unbekannten:

$$X_a = \frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = \frac{\mathfrak{S}_{xa}}{b\, Z_u^2 + \frac{2}{3} v' (Z_o^2 - Z_o Z_u + Z_u^2)}$$

$$X_b = \frac{\delta_{mb}}{\delta_{bb}} = \frac{\mathfrak{S}_y}{\frac{b^2}{12}(b + 2v')}$$

$$X_c = \frac{\delta_{mc}}{\delta_{cc}} = \frac{\mathfrak{S}_{xc}}{n^2 \left(b + \frac{2}{3} m'\right) + d'}.$$

Bei um die lotrechte Achse symmetrischer Belastung des Querträgers folgt:

$$\mathfrak{S}_{xa} = -F_{\text{null}}\, Z_u$$
$$\mathfrak{S}_{xc} = -F_{\text{null}}\, n$$
$$\mathfrak{S}_y = 0.$$

Darin ist F_{null} der Inhalt der M_{null}-Fläche des Querträgers.

$$X_a = -\frac{F_{\text{null}}\, Z_u}{b\, Z_u^2 + \frac{2}{3} v' (Z_o^2 - Z_o Z_u + Z_u^2)}$$

$$X_c = -\frac{F_{\text{null}}\, n}{n^2 \left(b + \frac{2}{3} m'\right) + d'}.$$

Das Moment am Fuß beträgt nach Einführung der vorstehenden Werte von J_{xa} und J_{xc}

$$M_F = -F_o \left[\frac{Z_u^2}{J_{xa}} + \frac{n^2}{J_{xc}}\right].$$

Die Momente im Querträger folgen hieraus nach der Beziehung:

$$M = M_{\text{null}} - M_F.$$

3. Rahmen mit drei steifen Ecken und Querriegel. Macht man neben dem Querriegel noch die obere Ecke biegungssteif, so erhält man ein vierfach unbestimmtes System, dessen Berechnung am besten mit Hilfe des unter 2 gerechneten dreifach statisch unbestimmten Grundsystems durchgeführt wird. Der Rechnungsgang sei für symmetrische Belastung des Querträgers im folgenden angedeutet.

Am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem treten durch die äußere Belastung folgende Momente auf (Abb. 8):

(Die Werte δ_{aa} und δ_{cc} sind abgekürzt wie unter 2.)

$$M_F = -F_o \left[\frac{Z_u^2}{J_{xa}} + \frac{n^2}{J_{xc}}\right]$$

$$M_l = X_a (Z_u - n) = -F_o \frac{Z_u (Z_u - n)}{J_{xa}}$$

$$M_S = -X_a Z_o = +F_o \frac{Z_u Z_o}{J_{xa}}.$$

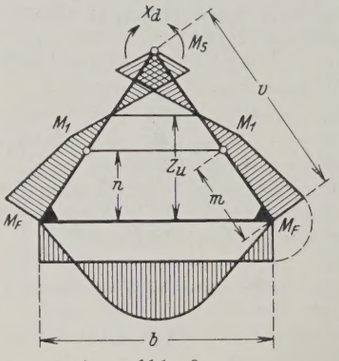


Abb. 8.

Die Unbekannte X_d wird bestimmt durch die Gleichung

$$X_d = \frac{\delta_{md\,(3)}}{\delta_{dd\,(3)}}.$$

Zur Berechnung der Verschiebungswerte

$\delta_{md\,(3)}$ bezw. $\delta_{dd\,(3)}$

am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem dienen die Formeln

$$\delta_{md} = \int M_m^{(3)} M_d\, ds \frac{J_c}{J}$$

$$\delta_{dd} = \int M_d^{(3)} M_d\, ds \frac{J_c}{J}.$$

Darin bedeuten: $M_m^{(3)}$ die Momente infolge der äußeren Belastung am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem; $M_d^{(3)}$ die Momente infolge der Belastung $X_d = -1$ am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem; M_d desgl. am statisch bestimmten Hauptsystem.

Es fehlt also noch die Berechnung der Werte $M_d^{(3)}$, d. h. die Momente am dreifach statisch unbestimmten Grundsystem infolge der Kraft $X_d = -1$ (Abb. 9).

Nach Abschnitt 2 ist $\gamma_y = 0$

$$\mathfrak{S}_{xa} = +Z_u (b + 2v') - v' h$$
$$\mathfrak{S}_{xc} = +n (b + 2v') - v' n.$$

Daraus folgen die Unbekannten:

$$X_a = +\frac{Z_u (b + 2v') - v' h}{J_{xa}}$$

$$X_b = 0$$

$$X_c = +\frac{n (b + 2v') - v' h}{J_{xc}}.$$

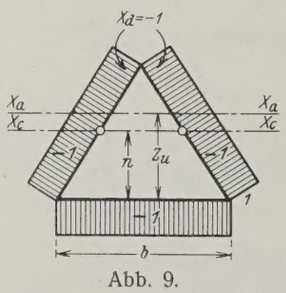


Abb. 9.

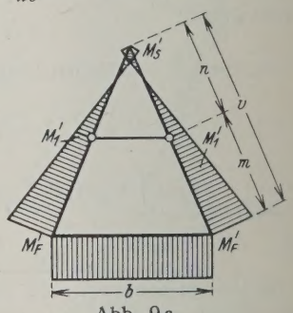


Abb. 9a.

Die Momente $M_d^{(3)}$ betragen demnach (einfacher mit M' bezeichnet)

$$M_F' = -1 + \frac{Z_u^2 (b + 2v') - Z_u \cdot v' h}{J_{xa}} + \frac{n^2 (b + 2v') - v' h n}{J_{xc}}$$

$$M_1' = -1 + \frac{(Z_u - n)[Z_u (b + 2v') - v' h]}{J_{xa}}$$

$$M_S' = -1 - \frac{Z_o [Z_u (b + 2v') - v' h]}{J_{xa}} \quad \text{(Abb. 9a).}$$

Die Verschiebungswerte sind:

$$\delta_{dd} = \int M_d^{(3)}\, M_d\, ds\, \frac{J_c}{J}.$$

Da $M_d = -1$ konstant für den ganzen Rahmen ist:

$$\delta_{dd} = -\int M_d^{(3)}\, ds\, \frac{J_c}{J} = b + 2v' - \frac{Z_u\,(b + 2v') - v'\,h}{J_{xa}} \cdot$$

$$[b\,Z_u + m'\,(2\,Z_u - n) + (v' - m') \cdot (Z_o - Z_u + n)]$$

$$- 2 \cdot \frac{n^2\,(b + 2v') - v'\,h\,n}{J_{xc}}$$

$$\delta_{md} = \int M_m^{(3)}\, M_d\, d_s\, \frac{J_c}{J}$$

$$= -F_o - M_F\, b - \frac{2\,(M_F + M_1)}{2}\, m' - \frac{2\,(M_1 + M_S)}{2}\,(v' - m').$$

Die Momente M_F, M_1 und M_S am dreifach unbestimmten Hauptsystem sind vorstehend unter 3, Abb. 8 angegeben.

Es folgt:

$$\delta_{md} = F_o \left[\frac{b\,Z_u\,2 + m'\,[Z_u^2 + Z_u\,(Z_u - n)]}{J_{xa}} \right.$$

$$\left. + \frac{(v' - m')\,[Z_u\,(Z_u - n) - Z_u - Z_o]}{J_{xa}} + \frac{n^2}{J_{xc}}\,(b + m') - 1 \right].$$

Nach Bestimmung dieser Ausdrücke ergibt sich

$$X_d = \frac{\delta_{md}}{\delta_{dd}},$$

und die Momente im Rahmen ergeben sich nach der Beziehung

$$M = M_{(3)} - X_d.$$

$M_{(3)}$ sind dabei die Momente im dreifach statisch unbestimmten Grundsystem.

Die in vorstehender Untersuchung gefundenen umständlichen Formeln, die sich für eine rechnerische Wertermittlung nicht eignen, gaben Veranlassung, im folgenden einen zweiten Rechnungsweg einzuschlagen, der zu einfachen brauchbaren Formeln führt.

B. Zweite Art der Berechnung des Querrahmens. Einführung der Eckmomente als statisch unbestimmbare Größen.

1. Rahmen mit drei steifen Ecken. Die Unbekannten sind:

$$M_1, M_2, M_3, v\,\frac{J_q}{J_v} = v' \text{ (Abb. 10, 11, 11a).}$$

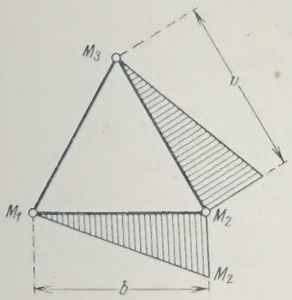


Abb. 10.

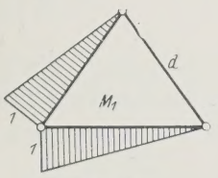


Abb. 11.

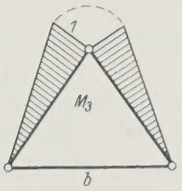


Abb. 11a.

Unter Vernachlässigung der Normalkräfte ist:

$$\delta_{11} = \frac{b + v'}{3} \qquad \delta_{12} = \frac{b}{6}$$

$$\delta_{22} = \frac{b + v'}{3} = \delta_{11} \qquad \delta_{21} = \frac{b}{6}$$

$$\delta_{33} = \frac{2\,v'}{3} \qquad \delta_{13} = \delta_{31} = \frac{v'}{6}$$

$$\delta_{m_1} = \int M_0\, M_1\, ds\, \frac{J_s}{J}.$$

Sind nur Lasten auf dem Querträger vorhanden, so ergibt sich, da

$$\frac{J_c}{J_q} = 1 \quad \text{und} \quad M_1 = \frac{1}{b} \cdot x$$

$$\delta_{m1} = \int M_o\, \frac{x}{b}\, dx.$$

Der Ausdruck $\int M_o\, x\, dx$ ist gleich dem statischen Moment der M_o-Fläche bezogen auf den Punkt $2 = \mathfrak{S}_2$ (Abb. 12, 12a und b).

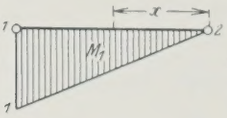


Abb. 12.

Abb. 12a.

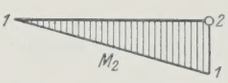


Abb. 12b.

$$\delta_{m1} = \frac{\mathfrak{S}_2}{b}.$$

Entsprechend ist

$$\delta_{m2} = \frac{\mathfrak{S}_1}{b} \qquad \delta_{m3} = 0.$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten also:

$$M_1 \cdot \frac{b + v'}{3} + M_2 \cdot \frac{b}{6} + M_3 \cdot \frac{v'}{6} = -\frac{\mathfrak{S}_2}{b}$$

$$M_1 \cdot \frac{b}{6} + M_2 \cdot \frac{b + v'}{3} + M_3 \cdot \frac{v'}{6} = -\frac{\mathfrak{S}_1}{b}$$

$$M_1 \cdot \frac{v'}{6} + M_2 \cdot \frac{v'}{6} + M_3 \cdot \frac{2}{3}\,v' = 0.$$

Aus der letzten Gleichung folgt:

$$M_1 + M_2 + 4\,M_3 = 0$$

$$M_3 = -\frac{M_1 + M_2}{4}.$$

Es bleiben somit nur zwei Gleichungen mit zwei Unbekannten, wenn man den Wert M_3 in die beiden ersten Elastizitätsgleichungen einsetzt.

In dem für die Berechnung maßgebenden Falle der symmetrischen Belastung des Querträgers werden

$$\delta_{m_1} = \delta_{m_2} = \frac{\mathfrak{S}}{b}$$

bezw., wenn F_o den Inhalt der M_o-Momentenfläche bedeutet,

$$\frac{\mathfrak{S}}{b} = \frac{F_o}{2},$$

dann folgt aus den beiden ersten Elastizitätsgleichungen

$$M_1 = M_2$$

und

$$M_3 = -\frac{M_1}{2}$$

und es ergibt sich aus der ersten Elastizitätsgleichung:

$$M_1 \cdot \frac{b + v'}{3} + M_1 \cdot \frac{b}{6} - \frac{M_1}{2} \cdot \frac{v'}{6} = -\frac{F_o}{2}$$

$$M_1 = -\frac{F_o}{b + \frac{v'}{2}}.$$

Die Momente im Querträger ergeben sich zu

$$M = M_o + M_1.$$

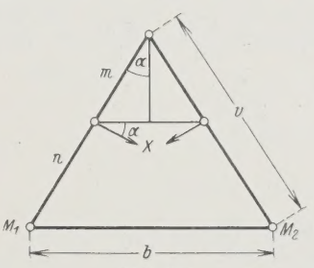


Abb. 13.

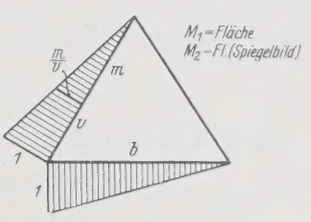


Abb. 13a.

2. Dreieckrahmen mit Querriegel und Gelenk an der Spitze. Als Unbekannte werden eingeführt: die unteren Eckmomente M_1 und M_2 und die senkrecht zur Dreieckseite 1—2 gerichtete Komponente der Riegelkraft X_3 (Abb. 13, 13a u. b)

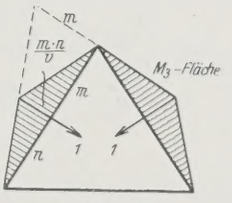


Abb. 13b.

$$v' = v \cdot \frac{J_q}{J_v} \qquad n' = n \cdot \frac{J_q}{J_v} \qquad m' = m \cdot \frac{J_q}{J_v}$$

$$\delta_{11} = \delta_{22} = \frac{b + v'}{3}$$

$$\delta_{12} = \delta_{21} = \frac{b}{6}$$

$$\delta_{33} = 2\,v' \cdot \frac{m\,n}{v} \cdot \frac{m\,n}{3\,v} = \frac{2}{3}\,v' \cdot \frac{m^2\,n^2}{v^2}$$

bezw.

$$\frac{2}{3} \cdot \frac{m'\,m\,n^2}{v}$$

$$\delta_{31} = \delta_{32} = \frac{v'\,m}{6} - \frac{m'\,m}{6} \cdot \frac{m}{v} = \frac{m'}{6} \cdot \frac{n\,(v + m)}{v}.$$

Die Werte δ_{m_1} und δ_{m_2} sind ebenso wie beim Rahmen mit drei steifen Ecken:

$$\delta_{m_1} = \frac{\mathfrak{S}_2}{b} \qquad \delta_{m_2} = \frac{\mathfrak{S}_1}{b} \qquad \delta_{m_3} = 0 .$$

Die Elastizitätsgleichungen lauten:

$$M_1 \cdot \frac{b + v'}{3} + M_2 \cdot \frac{b}{6} + X_3 \cdot \frac{m'}{6} \cdot \frac{n(v+m)}{v} = -\frac{\mathfrak{S}_2}{b}$$

$$M_1 \cdot \frac{b}{6} + M_2 \cdot \frac{b + v'}{6} + X_3 \cdot \frac{m'}{6} \cdot \frac{n(v+m)}{v} = -\frac{\mathfrak{S}_1}{b}$$

$$M_1 \cdot \frac{m'}{6} \cdot \frac{n(v+m)}{v} + M_2 \cdot \frac{m'}{6} \cdot \frac{n(v+m)}{v} + X_3 \cdot \frac{2}{3} \cdot \frac{m'\, m\, n^2}{v} = 0 .$$

Aus der letzten Gleichung folgt:

$$X_3 = -(M_1 + M_2) \cdot \frac{v+m}{4\, m\, n} .$$

Bei symmetrischer Belastung des Querträgers ($\mathfrak{S}_2 = \mathfrak{S}_1$) folgt aus den Elastizitätsgleichungen

$$M_1 = M_2$$

$$X_3 = -M_1 \cdot \frac{v+m}{2\, m\, n} .$$

Diese Werte in die erste Gleichung eingesetzt, ergibt

$$M_1 \left[b + \frac{n'}{2} \left(1 + \frac{m}{3\, v} \right) \right] = -F_o .$$

3. Rahmen mit drei steifen Ecken und Querriegel. Es soll von vornherein nur eine symmetrische Belastung des Querträgers zugrunde gelegt werden; dann sind die Momente in den unteren Ecken gleich, wodurch bloß drei Unbekannte verbleiben. Die Berechnung geschieht mit Hilfe eines einfach statisch unbestimmten Hauptsystems mit dem Gelenkdruck X_a als unbekannte Größe (Abb. 14).

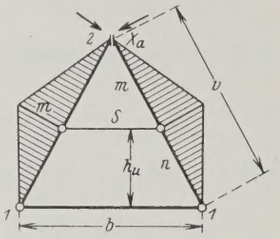


Abb. 14. Zustand $X_a = -1$.

Auf diese Größe im (einfach) statisch unbestimmten Hauptsystem hat die Belastung des Querträgers keinen Einfluß, da dieser als Balken auf zwei Stützen sich frei durchbiegen kann. Es bleibt nur die Untersuchung des Einflusses von M_1 und M_2 auf diese Größe erforderlich.

Führen wir die Abmessungen ein:

$$v' = v \cdot \frac{J_q}{J_v} \qquad m' = m \cdot \frac{J_q}{J_v} \qquad n' = n \cdot \frac{J_q}{J_v} ,$$

dann ist

$$\delta_{aa} = 2 \cdot \frac{v'}{3} \cdot m^2 \qquad \delta_{1a} = 2 \cdot \frac{n'\, m}{6} = \frac{n'\, m}{3}$$

$$X_{a(1)} = \frac{\delta_{1a}}{\delta_{aa}} = -\frac{n}{2\, v\, m} .$$

Die Kraft im Querriegel ist:

$$S_{(1)} = \frac{1}{h_u} \left[1 + \frac{n}{2\, m} \right]$$

$$\delta_{2a} = 2 \left[\frac{m'\, 1\, m}{2} + \frac{n'\, m}{3} \right] = \frac{m'}{3} (2\, v + m)$$

$$X_{a(2)} = -\frac{\delta_{2a}}{\delta_{aa}} = -\frac{2\, v + m}{2\, v\, m} .$$

Die Riegelkraft ist:

$$S_2 = \frac{1}{h_u} \left[\frac{2\, v + m}{2\, m} - 1 \right] .$$

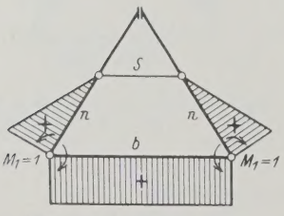


Abb. 15. Zustand $M_1 = 1$.

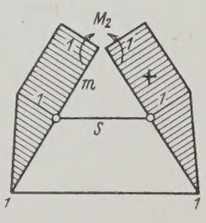


Abb. 16. Zustand $M_2 = 1$.

Nun sind M_1 und M_2 die beiden unbekannten Größen im untersuchten System (Abb. 15 u. 16).

Für die Berechnung des Verschiebungswertes δ_{mn} kann vereinfachend die Formel

$$\delta_{mn} = \int M_m^{(0)}\, M_n^{(1)}\, ds \cdot \frac{J_c}{J}$$

angewandt werden, worin $M_m^{(0)}$ das Moment am statisch bestimmten Grundsystem, $M_n^{(1)}$ das Moment am einfach unbestimmten Hauptsystem bedeutet.

Am Angriffspunkte des Riegels ist:

$$M = X_{a(1)}\, m = -\frac{n}{2\, v} \text{ (Abb. 17).}$$

Aus Abb. 15 u. 17:

$$\delta_{11} = b + 2 \left[\frac{n'}{3} - \frac{n'}{6} \cdot \frac{n}{2\, v} \right] = b + \frac{2}{3}\, n' \left[1 - \frac{n}{4\, v} \right] .$$

Aus Abb. 16 u. 17:

$$\delta_{21} = 2 \cdot \frac{n'}{6} - \frac{n}{2\, v} \left[\frac{n'}{3} + \frac{m'}{2} \right] = -\frac{n'\, m}{6\, v} .$$

Am Angriffspunkte des Riegels ist:

$$M = 1 + X_{a(2)}\, m = \frac{m}{2\, v} .$$

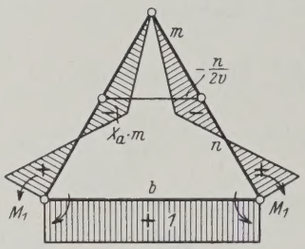


Abb. 17. Zustand $M_1 = 1$.

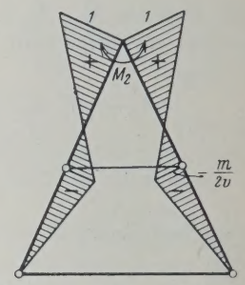


Abb. 18. Zustand $M_2 = 1$.

Aus Abb. 16 u. 18 folgt:

$$\delta_{22} = 2 \left[\frac{m'}{2} \left(1 - \frac{m}{2\, v} \right) - \frac{n'}{3} \cdot \frac{m}{2\, v} \right] = \frac{m'}{6\, v} (4\, v - m) .$$

Zur Kontrolle aus Abb. 18 u. 15:

$$\delta_{21} = -\frac{2\, n'}{6} \cdot \frac{m}{2\, v} = -\frac{m\, n'}{6\, v} .$$

Setzt man den Inhalt der Momentenfläche des symmetrisch belasteten Querträgers im statisch bestimmten Grundsystem $= F_o$, ergibt sich nach Abb. 17 bezw. 18 $\qquad \delta_{m1} = F_o \qquad \delta_{m2} = 0 .$

Die Gleichungen für M_1 und M_2 lauten:

$$M_1\, \delta_{11} + M_2\, \delta_{21} = -F_o$$

$$M_1\, \delta_{21} + M_2\, \delta_{22} = 0 .$$

$$M_1 \left[\delta_{11} - \frac{\delta_{21}^2}{\delta_{22}} \right] = -F_o$$

$$M_2 = -\frac{M_1\, \delta_{21}}{\delta_{22}} .$$

Das Einsetzen der δ-Werte ergibt:

$$M_2 = M_1 \frac{n}{4\, v - m}$$

$$M_1 \left[b + \frac{2}{3} \cdot n' \left(1 - \frac{n}{4\, v} \right) - \frac{m\, n'}{6\, v} \cdot \frac{n}{4\, v - n} \right] = -F_o$$

$$M_1 = -\frac{F_o}{b + \dfrac{2\, n'\, v}{3\, v + n}} .$$

Die Momente im Querträger und das Moment M_2 ergeben sich aus M_1.
Die Kraft im Querriegel ist:

$$S = S_1\, M_1 + S_2\, M_2 = \frac{1}{h_u} \left[1 + \frac{n}{2\, m} \right] M_1 + \frac{1}{h_u} \left[\frac{2\, v + m}{2\, m} - 1 \right] M_2$$

$$M_2 = M_1 \frac{n}{4\, v - m}$$

$$S = \frac{M_1}{2\, m\, h_u} \left[2\, m + n + (2\, v + m - 2\, m) \cdot \frac{n}{4\, v - m} \right]$$

$$= -\frac{3\, F_o\, v^2}{h_u\, m\, [b\,(3\, v + n) + 2\, n'\, v]} .$$

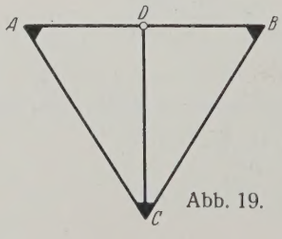


Abb. 19.

4. Rahmen mit drei steifen Ecken und lotrechtem Riegel. Bei Talbrücken wird es möglich sein, die Fahrbahn hochzulegen. Hierbei wird der Dreieckrahmen mit der Basis nach oben und der Spitze nach unten angeordnet. In diesem Falle ist es möglich, den Querträger durch die Einfügung des Stabes $C - D$ (Abb. 19) leichter zu gestalten.

Die Untersuchung dieses vierfach statisch unbestimmten Systems soll hier vorweggenommen werden.

Das statisch unbestimmte Hauptsystem sei der Dreieckrahmen mit den steifen Ecken (Fall 1). Der Zustand $x_a = 1$ ergibt sich durch Unterbrechung des Stabes $C—D$ und Anbringen der Kraft 1 an den Punkten C und D (Abb. 20).

Aus früheren Erwägungen folgt, daß die in Punkt C angreifende Kraft 1 keinerlei Momente in den Punkten A, B und C hervorruft ($\int M_o M_a\, ds$ wird, da $M_o = 0$ ist, ebenfalls gleich Null).

Die im Punkte D angreifende Last 1 liegt in der Symmetrieachse, es ist daher

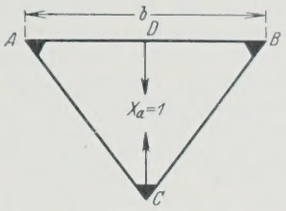


Abb. 20.

$$M_A = M_B = + \frac{F_o}{b + \frac{v'}{2}} \cdot$$

Mit $F_o = 1 \cdot \frac{b}{4} \cdot \frac{b}{2} = \frac{b^2}{8}$ wird

$$M_A = M_B = \frac{b^2}{8\left(b + \frac{v'}{2}\right)} \qquad M_C = \frac{M_A}{2} = \frac{b^2}{16\left(b + \frac{v'}{2}\right)}$$

$$X_a = -\frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} \qquad \delta_{ma} = \int M_o M_a \frac{dx}{EJ}$$

(M_o am statisch bestimmten Hauptsystem,
M_a am statisch unbestimmten Hauptsystem) (Abb. 21a u. b).

Abb. 21a.

Abb. 21b.

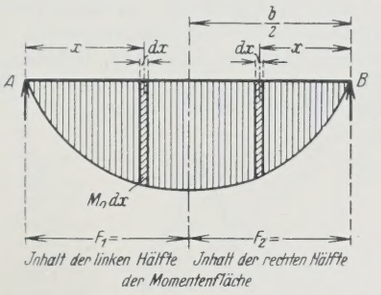


Abb. 22.

$$\delta_{ma} = 2\int_0^{\frac{b}{2}} M_o \left[\frac{1}{2}\, x - \frac{b^2}{8\left(b + \frac{v'}{2}\right)}\right] \frac{dx}{EJ}$$

$$= 2\int_0^{\frac{b}{2}} M_o \frac{x}{2}\, dx = \frac{1}{2} \cdot (F_1 \xi_1 + F_2 \xi_2) \text{ (Abb. 22).}$$

Hierbei ist der Multiplikator 2 ersetzt durch die beiden Teilflächen der Momentenlinie:

ξ_1 = Schwerpunktabstand von F_1 bis A
ξ_2 = Schwerpunktabstand von F_2 bis B.

Da $2\int_0^{\frac{b}{2}} M_o\, dx = F_o$ ist, läßt sich das zweite Glied der Gleichung für

δ_{ma} ersetzen durch $\dfrac{F_o\, b^2}{8\left(b + \frac{v'}{2}\right)}$.

Hiernach ist allgemein

$$\delta_{ma} = -\left[\frac{F_1 \xi_1 - F_2 \xi_2}{2} - \frac{F_o\, b^2}{8\left(b + \frac{v'}{2}\right)}\right].$$

Für symmetrische Belastung, die in der Hauptsache maßgebend für die Bemessung ist, wird

$$F_1 = F_2 = \frac{F_o}{2} \qquad \xi_1 = \xi_2 = \xi$$

$$\delta_{ma} = -F_o \left[\frac{\xi}{2} - \frac{b^2}{8\left(b + \frac{v'}{2}\right)}\right].$$

Hierbei bedeutet ξ den Abstand des Schwerpunktes einer Hälfte der Momentenfläche von dem zugehörigen Eckpunkt:

$$\delta_{aa} = \int M_a \overline{M}_a \frac{dx}{EJ}.$$

M_a am statisch bestimmten Hauptsystem,
$\overline{M}_a$ am statisch unbestimmten Hauptsystem (Abb. 23a u. b).

$$\delta_{aa} = \frac{b^3}{48} - \frac{b^2}{8} \frac{b^2}{8\left(b + \frac{v'}{2}\right)} = \frac{b^3 (b + 2v')}{96 (2b + v')}$$

$$X_a = -\frac{\delta_{ma}}{\delta_{aa}} = + \frac{F_1 \xi_1 + F_2 \xi_2}{b^3 (b + 2v')} - 48 (2b + v') - F_o \frac{24}{(b + 2v')\, b}.$$

Hiernach errechnet sich der Wert des Eckmomentes zu:

$$M_A = \overline{M}_o + \overline{M}_A X_a;$$

darin bedeuten $\overline{M}_o$ und $\overline{M}_a$ die Momente im dreifach statisch unbestimmten Hauptsystem:

$$M = -\frac{F_o}{b + \frac{v'}{2}} + \frac{b^2}{8\left(b + \frac{v'}{2}\right)} \cdot X_a.$$

Für symmetrische Belastung wird dieser Ausdruck weiter entwickelt. X_a ist für diesen Belastungsfall

$$X_a = \frac{24 F_o}{b (b + 2v')} \left[\frac{2\xi (2b + v')}{b^2} - 1\right]$$

$$M = -\frac{2 F_o}{2b + v'} + \frac{b\, 6 F_o}{(2b + v')(b + 2v')} \left[\frac{2\xi (2b + v')}{b^2} - 1\right]$$

$$= \underline{\frac{4 F_o (3\xi - b)}{b (b + 2v')}}.$$

Abb. 23a.

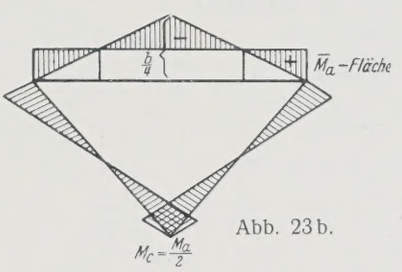


Abb. 23b.

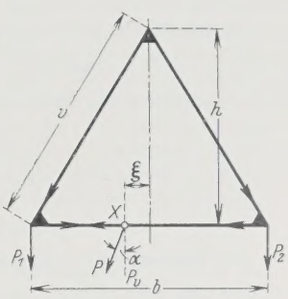


Abb. 24.

C. Der Dreigurtträger als räumliches Fachwerk.

Die äußeren Lasten, die in den Knotenpunkten angreifen, werden in die Ebenen der benachbarten Fachwerkwände zerlegt und die einzelnen Fachwerke mit diesen Kräften als ebene Fachwerke berechnet. Greifen die Kräfte nicht in den Knotenpunkten an, so werden sie ersetzt durch Kräfte, die in den Knotenpunkten (Eckpunkten des Querschnitts) angreifen.

Nach Abb. 24 ist:

$$H = P \sin \alpha$$

$$P_1 = P_v \left(0{,}5 + \frac{\xi}{b}\right) = P \cos \alpha\, \mu_1$$

$$P_2 = P_v \left(0{,}5 - \frac{\xi}{b}\right) = P \cos \alpha\, \mu_2.$$

Hierbei ist es ohne Einfluß, ob der Querschnitt ein statisch bestimmtes oder durch Anbringen steifer Ecken und Querriegel statisch unbestimmtes System besitzt.

1. Berechnung für lotrechte Lasten. Auf den Träger 1 entfällt (Abb. 25):

$$P_1' = P \mu_1 \operatorname{cosec} \varphi.$$

Auf den Träger 2 entfällt:

$$P_2' = P \mu_2 \operatorname{cosec} \varphi.$$

Auf den wagerechten Träger wirkt:

$$H = H_1 - H_2 = P \mu_1 \operatorname{cotg} \varphi - P \mu_2 \operatorname{cotg} \varphi = P \operatorname{cotg} \varphi\, (\mu_1 - \mu_2).$$

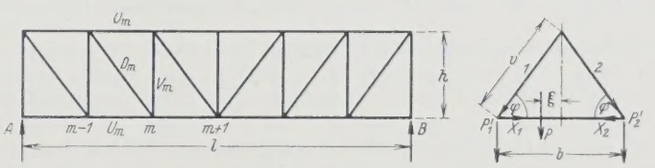


Abb. 25.

Die Beiwerte μ_1 und μ_2 seien für die ganze Brücke konstant (d. h. Gleisachse ist parallel zur Brückenachse).

Die Stabkraft im Obergurt berechnet sich aus den beiden Trägern 1 u. 2

$$O_m = -\frac{M_m}{v} \cdot \mu_1 \operatorname{cosec} \varphi - \frac{M_m}{v} \cdot \mu_2 \operatorname{cosec} \varphi$$

und da

$$\mu_1 + \mu_2 = 1, \qquad \operatorname{cosec}\varphi \frac{v}{h},$$

folgt

$$O_m = -\frac{M_m}{h}$$

entsprechend einem in „h“ projizierten Träger.

Die Kraft im Untergurt ergibt sich aus dem wagerechten Träger (Abb. 26):

$$U_{m_1} = +\frac{M_{m-1}}{v}\mu_1 \operatorname{cosec}\varphi - \frac{M_{m-1}}{b}\operatorname{cotg}\varphi(\mu_1 - \mu_2) = +\frac{M_{m-1}}{2h}.$$

Ebenso folgt für den Untergurt des anderen Hauptträgers:

$$U_{m_2} = +\frac{M_{m-1}}{v}\mu_2 \operatorname{cosec}\varphi + \frac{M_{m-1}}{b}\operatorname{cotg}\varphi(\mu_1 - \mu_2) = +\frac{M_{m-1}}{2h}.$$

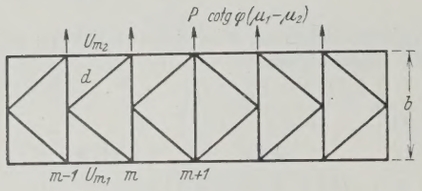


Abb. 26.

Die Untergurte erhalten also bei einer beliebig gelegenen lotrechten Kraft gleiche Spannkräfte, und zwar je die Hälfte des projizierten Trägers.

Die Stabkraft der Füllglieder des Hauptträgers ist:

$$D_{m_1} = +Q_m \mu_1 \operatorname{cosec}\varphi \frac{d}{v} = +Q_m \frac{d}{h}\mu_1 \qquad D_{u_2} = +Q_m \frac{d}{h}\mu_2;$$

darin bedeutet d die wirkliche Länge der Diagonalen.

$$d = \sqrt{v^2 + a^2}$$

$$V_{m_1} = -Q_{m+1}\cdot\mu_1 \operatorname{cosec}\varphi = -Q_{m+1}\frac{v}{h}\mu_1$$

$$V_{m_2} = -Q_{m+1}\frac{v}{h}\mu_2.$$

Die Füllstäbe des wagerechten Trägers sind:

$$D_m = \pm\frac{d}{b}\,Q_m \operatorname{cotg}\varphi(\mu_1 - \mu_2) = \pm\frac{d}{2h}\,Q_m(\mu_1 - \mu_2).$$

Bei symmetrischer Belastung ist

$$\mu_1 = \mu_2 = \frac{1}{2}.$$

Die Stabkräfte sind dann:

$$O_m = -\frac{M_m}{2h} \qquad U_m = +\frac{M_{m-1}}{4h}$$

$$D_m = \frac{Q_m}{2}\frac{d}{h} \qquad V_m = -\frac{Q_{m+1}}{2}\frac{v}{h}.$$

Die Schrägstäbe des wagerechten Trägers sind spannungslos.

2. Berechnung für wagerechte Kräfte. Wagerechte Kräfte, die in den Knotenpunkten des Untergurts angreifen, werden vom wagerechten Träger aufgenommen und beanspruchen nicht die beiden schrägen Hauptträger.

Die wagerechten Kräfte, die am Obergurt angreifen, werden zerlegt in die Ebenen der beiden anschließenden Hauptträger.

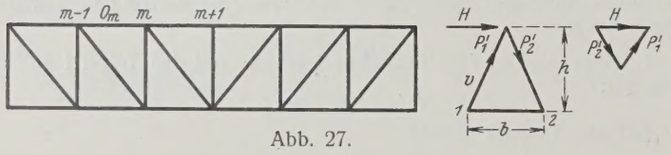


Abb. 27.

Die Zerlegung geschieht wie in Abb. 27 angegeben; die Kräfte rufen in den eingespannten Ecken des Rahmens keine Momente hervor, da $\int M_o M \frac{dx}{EJ} = a$, wenn M_o beim statisch bestimmten Hauptsystem (Rahmen und gelenkigen Eckverbindungen) Null wird.

$$-P_1' = P_2' = H\frac{v}{b} \qquad O_m = -\frac{M_m}{v}\frac{v}{b} + \frac{M_m}{v}\frac{v}{b} = 0$$

$$U_m = -\frac{M_{m-1}}{b} \qquad U_{m2} = +\frac{M_{m-1}}{b}$$

$$D_m = \pm Q_m \frac{d}{b} \qquad V_m = \pm Q_m + 1\frac{v}{b}.$$

Die Füllglieder des wagerechten Verbandes sind spannungslos. Die Untergurte erhalten durch die am Obergurt angreifenden wagerechten Kräfte dieselbe Spannkraft, als wenn diese Kräfte am Untergurt angreifen. Der Obergurt ist sowohl für oben wie für unten angreifende Kräfte spannungslos.

D. Die Formänderungen des Dreigurtträgers.

Bei symmetrischer Belastung verhalten sich die Durchbiegungen ähnlich wie bei den normalen Viergurtbrücken, es treten auch hier nur lotrechte Durchbiegungen auf, für deren Berechnung dieselben Formeln gelten, wie für die in lotrechter Ebene liegenden Hauptträger anderer Brücken.

Bei unsymmetrischer Belastung stellen sich dagegen die Formänderungen anders. Berücksichtigt man zunächst nur den Einfluß der Gurtungen, so folgt, da die Untergurte nach den Ausführungen im vorhergehenden Absatz auch bei unsymmetrischer Belastung gleiche Spannkraft haben, die gleiche lotrechte Durchbiegung beider Hauptträger. Nimmt man dann den Einfluß der Füllstäbe hinzu, so ergeben sich aus der verschiedenen Beanspruchung der Füllstäbe in beiden aufsteigenden Wänden ungleiche lotrechte Durchbiegungen beider Hauptträger, und aus den Stabkräften der Füllglieder des wagerechten Trägers Durchbiegungen in wagerechter Richtung. Da jedoch beim ebenen Fachwerkträger der Beitrag der Füllstäbe zu den Durchbiegungen gering ist (etwa 10 % der gesamten Durchbiegung), so folgt, daß beim Dreigurtträger die wagerechten Formänderungen (Seitenschwankungen) und Verdrehungen der Brücke, letztere hervorgerufen durch ungleiche Durchbiegungen beider Hauptträger, sehr gering sind, da sie ja nur von der Längenänderung der Füllstäbe der drei Wände abhängt. Auch lassen sich diese Formänderungen im Gegensatz zur Viergurtbrücke einwandfrei ermitteln.

III. Ergebnisse der Berechnungen von zwei Eisenbahnbrücken mit 84 m und 34,2 m Stützweite.

Auf Grund der im vorstehenden Abschnitt entwickelten Formeln wurden zwei Beispiele von Eisenbahndreigurtbrücken durchgerechnet, um Vergleichswerte mit entsprechenden Viergurtbrücken zu erhalten. Es wurden dieselbe Stützweite, Belastung, Felderteilung, die gleiche Fahrbahnanordnung, sowie derselbe Baustoff — St 48 — gewählt wie bei zwei ausgeführten Viergurtbrücken.

A. Ergebnis aus den Spannungs- und Gewichtsberechnungen einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke mit Fahrbahn innen als Dreigurtträger von 84 m Stützweite für Lastenzug „N“.

Feldweite 7 m, Systemhöhe 14,3 anstatt 12 m.

Der Querschnitt erhält drei steife Ecken und einen wagerechten Riegel zwischen den Ständern nach Abb. 28.

Die Systemmaße des Querrahmens sind:

$h = 14{,}3$ m

$$b = 12{,}6 - 2\cdot\frac{0{,}7}{\operatorname{tg}\varphi} = 12{,}00 \text{ m}.$$

Der Querriegel wird unmittelbar über dem freien Profil angebracht.

$h_u = 6{,}60$ m

$v = 15{,}50$ m.

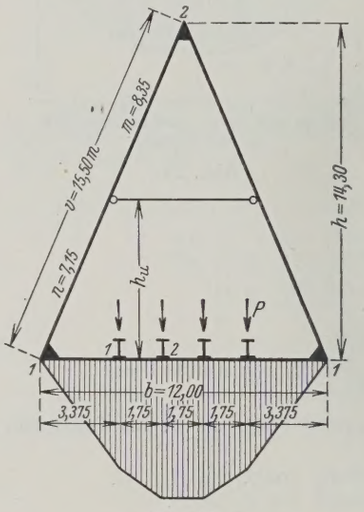


Abb. 28.

Gegenüberstellung der Gewichte der Brücken mit 84 m Stützweite.

Bauteil	Gewichte der Dreigurtbrücke aus		Gewichte der Viergurtbrücke aus	
	St 48	St Si	St 48	St Si
	t	t	t	t
Längsträger mit Schlingerverband	68,0	(St 48) 68,0	68,0	(St 48) 68,0
			mit Fußwegkonsolen	
Querträger	72,2	68,3	57,6	54,2
Hauptträger	386,3	344,8	375,2	338,3
Verbände	29,6	26,6	56,3	50,8
Endportale ohne Endquerträger	—	—	35,8	32,0
Niete 3 %	16,7	15,2	18,1	16,0
Gesamtgewicht mit Fußwegkonsolen aber ohne Fußwegträger und Lager	t 572,8	t 522,9	t 611,0	t 559,6
Durchbiegung	—	9,18 cm (1 : 915)	—	10,72 cm (1 : 782)

Beim Vergleich der in vorstehender Zusammenstellung angegebenen Gewichte ergibt sich das Gesamtgewicht der Dreigurtbrücke um rd. 7% geringer als das der Viergurtbrücke. Beim Vergleich der Einzelgewichte fallen die Vorteile der Dreigurtbrücke noch stärker auf, da das Gewicht der Endportale und Verbände weggefallen bezw. bedeutend vermindert ist. Der Umstand, daß die Dreigurtbrücke mit im allgemeinen für diese Spannweite als unwirtschaftlich geltenden Höhen- und Breitenabmessungen konstruiert ist, ergibt für die Gewichte der Hauptträger und Querträger des Dreigurtträgers noch ungünstige Vergleichswerte. Bei größeren Stützweiten wird sich dieses Verhältnis umkehren und werden die Vorteile des Dreigurtträgers in allen Teilen zu erkennen sein.

Ferner folgt, daß die Dreigurtbrücken für den hochwertigen Baustoff eine besonders vorteilhafte Ausnutzung gestatten, und daß bezüglich der Durchbiegungen die größere Höhe des Dreigurtträgers schon bei dieser Stützweite zweckmäßig ist. Die konstruktive Ausbildung der Knotenpunkte gestaltet sich einfach, wie aus Abb. 29 und 30 hervorgeht.

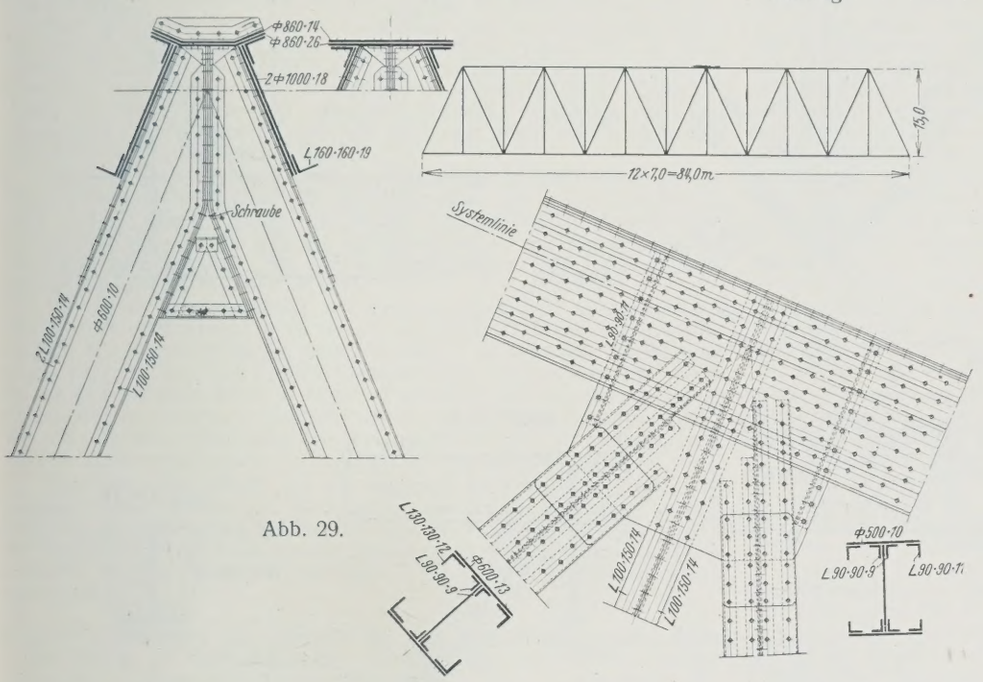


Abb. 29.

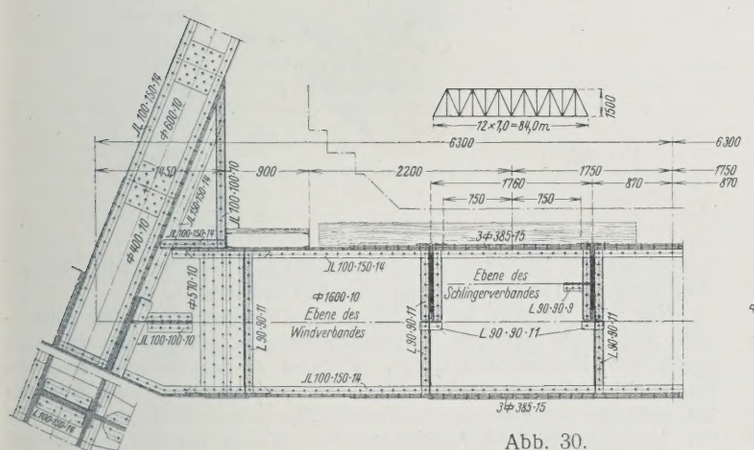


Abb. 30.

B. Ergebnis aus der Spannungs- und Gewichtsberechnung einer zweigleisigen Dreigurtbrücke mit obenliegender Fahrbahn für Lastenzug „N" von 34,2 m Stützweite entsprechend einer als Parallelträger mit obenliegender Fahrbahn ausgeführten Viergurtbrücke gleicher Stützweite.

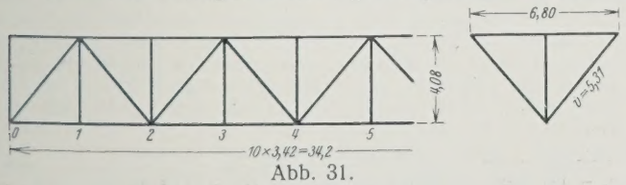


Abb. 31.

Um einen zutreffenden Vergleichsmaßstab zu erhalten, werden Breite der Brücke und Höhe des Hauptträgers der Viergurtvergleichsbrücke beibehalten. Auch hier wird die Fahrbahn den bestehenden Verhältnissen entnommen. Längsträger und Schlingerverband erhalten dieselben Abmessungen.

Der Querrahmen erhält drei steife Ecken und einen lotrechten Riegel. Die Abmessungen sind aus Abb. 31 ersichtlich.

Vergleichende Zusammenstellung der Gewichte.

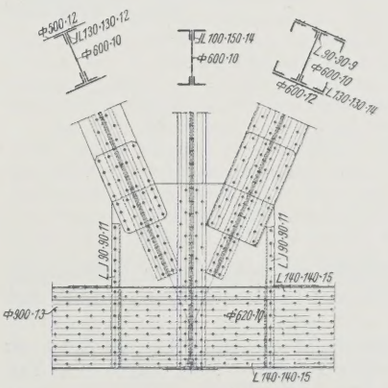
Bauteil	Gewicht der Dreigurtbrücke t	Gewicht der ausgeführten normalen Brücke t
Fahrbahn G_F ohne Längsträger . .	27,0	25,4
Hauptträger G_H	100,6	93,3
Verbände G_Q	12,2	20,5
Gesamtgewicht ohne Längsträger und Fußweg	139,8	139,2

Bei dieser Brücke von 34,2 m Stützweite tritt wegen der durch die Verhältnisse der Vergleichsbrücke (Hochwasserprofil) gegebenen niedrigen Systemhöhe der Hauptträger die Wirtschaftlichkeit des Dreigurtträgers nicht so klar hervor wie bei dem Vergleich der Brücken mit 84 m Stützweite. Kann für den Dreigurtträger eine etwas größere Systemhöhe gewählt werden, so lassen sich am Hauptträger wesentliche Gewichtsersparnisse erzielen. Die Verbände werden schon bei der gewählten Brücke erheblich leichter (Abb. 32 u. 33).

Aus vorstehendem ist zu schließen, daß bei obenliegender Fahrbahn die Wirtschaftlichkeit der Dreigurtbrücke mit beliebiger Konstruktionshöhe schon mindestens bei 25 bis 30 m Stützweite beginnt.

IV. Zusammenfassung und Schluß.

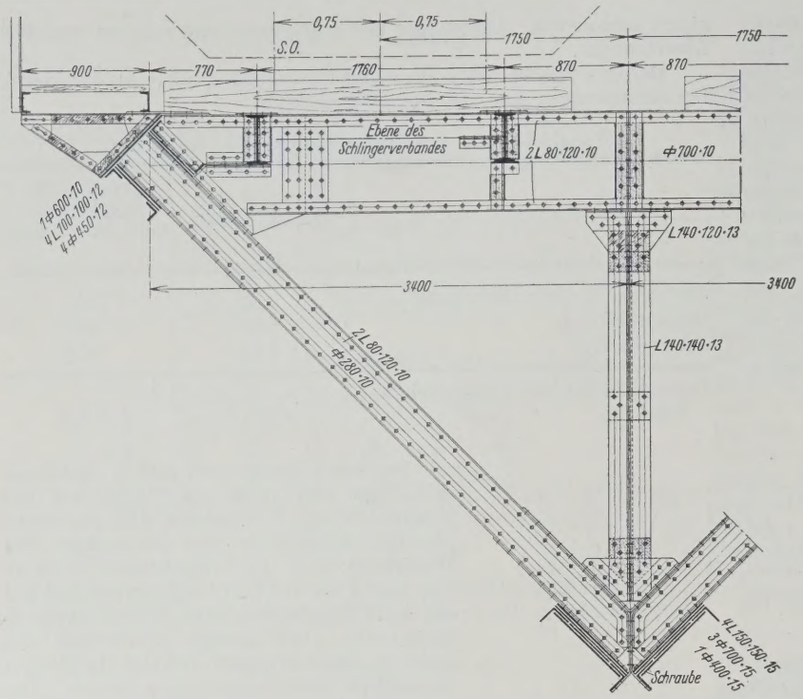
In der deutschen Literatur sind die Tragwerke mit Dreieckquerschnitt bisher nur sehr spärlich behandelt. Jos. Selzer, Pilsen, betont in einem Aufsatz: „Der dreikantige und dreiwandige Träger, deren Berechnung und Anwendung" im „Eisenbau" 1912, Nr. 4, als besondere Vorzüge der dreikantigen Tragwerke: Gewichtsersparnis sowie Biegungs- und Torsionssicherheit. Auch in Vianello-David: „Der Eisenbau" 1927, S. 216, wird der dreikantige Träger „theoretisch das vorteilhafteste unter den biegungs- und torsionsfesten Fachwerken" genannt. Die großen Vorteile, die dem Dreigurtträger außer den obenerwähnten wichtigsten in den vorgenannten Abhandlungen ohne Beweis nachgerühmt werden, sind in den vorstehenden Untersuchungen und Berechnungen nachgewiesen, und zwar für Eisenbahnbrücken mit Fahrbahn innen und oben.

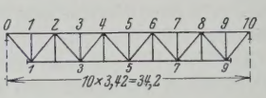


Alle Vorzüge, die dem dreikantigen Tragsystem nachgesagt werden, finden sich bestätigt. Durch die beigegebenen Zeichnungen wird zudem bewiesen, daß der Dreigurtträger sich auch für Eisenbahnbrücken konstruktiv sehr gut durchbilden läßt.

Es bestehen keine Zweifel, daß der Dreigurtträger auch für Straßenbrücken gut verwendbar ist, indem bei größeren Ausmaßen über die Zwischenquerriegel etwa eine Autostraße oder Schnellbahn geleitet werden kann, und daß er für diese Brücken weniger Einschränkungen erfahren muß, als bei Eisenbahnbrücken, wo der große lichte Raum bei Fahrbahn innen als wirtschaftliche Grenze der Stützweite, z. B. bei Zweigleisigkeit etwa 75 bis 80 m ergibt.

Ohne Mehrgewicht kann beim Dreigurtträger für hochwertigeres Eisenmaterial eine größere Bauhöhe mit geringerer Durchbiegung gewählt werden. Die großen wirtschaftlichen Vorteile, die hierin verborgen liegen, werden klar, wenn man an die Ermüdungserscheinungen denkt, die infolge der hochgeschraubten zulässigen Beanspruchungen bei den schweren schnellbewegten Lastenzügen im Eisen Zerstörungen hervorbringen, denen





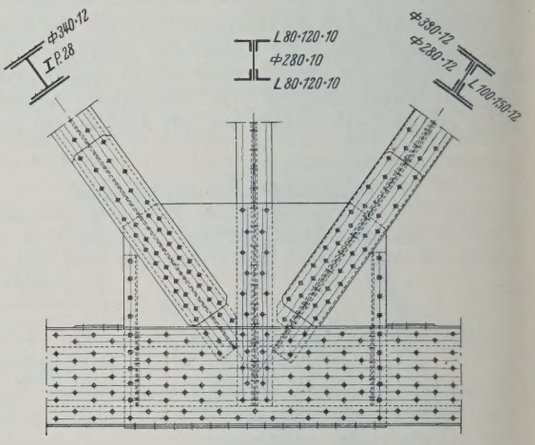
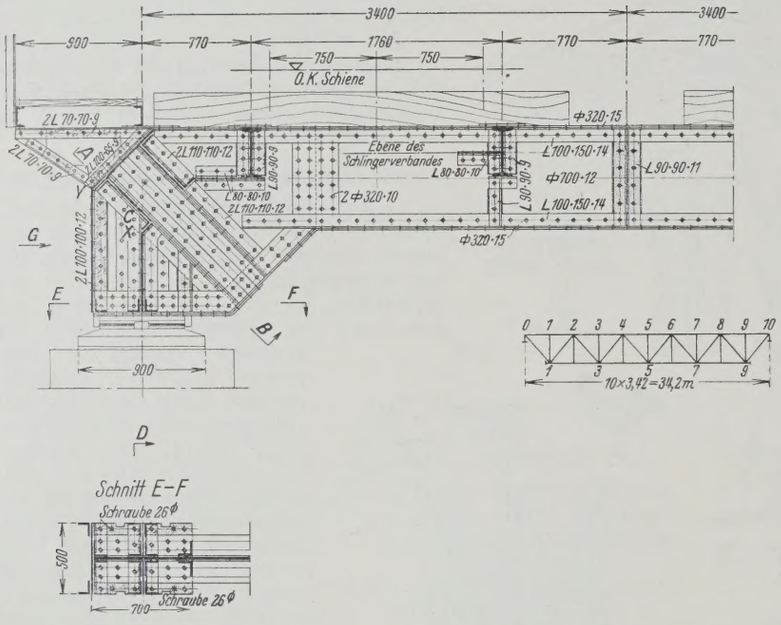


Abb. 32.



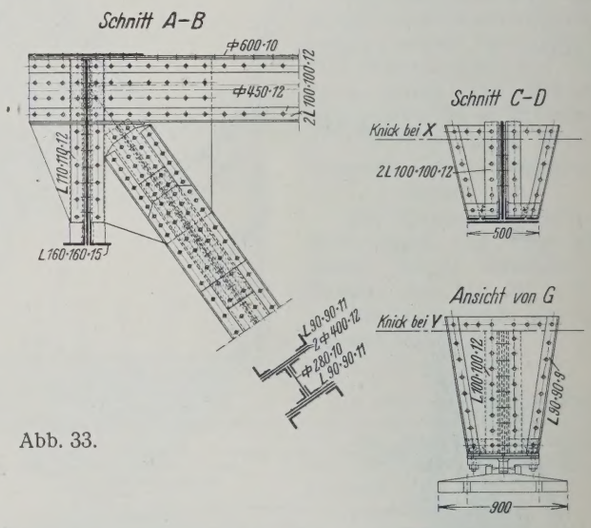


Abb. 33.

man bei Verwendung des Viergurtträgers nur durch großen Mehraufwand an Gewicht für Höhe, Querverbände und Eckaussteifungen wirksam entgegentreten kann.

Die in den Abb. 29, 30, 32 u. 33 vorgeführten Entwürfe für die konstruktive Durchbildung werden zweifellos Änderungen und Verbesserungen erfahren können. Daß sich die Knotenpunkte aber recht günstig herstellen lassen, kann aus den wenigen Beispielen erkannt werden. Jedenfalls darf die Schwierigkeit oder Unklarheit der Kräfteübertragung nicht mehr als Grund angesehen werden, den wirtschaftlich und statisch günstigen Dreigurtträger zu meiden.

Die Herstellung der Eisenkonstruktion in der Werkstatt wird ebensowenig Mehrkosten verursachen wie die Aufstellung auf der Baustelle. Eine geringe Verteuerung des Tonnenpreises wird höchstens dadurch entstehen, daß die allgemeinen Unkosten, wie z. B. die Entwurfsbearbeitung, die Einrichtung und Beaufsichtigung der Baustelle, sich auf eine niedrigere Gesamttonnenzahl verteilen müssen.

Nun noch ein Wort zur Schönheit des Dreigurtträgers. Das menschliche Auge liebt wohl die Variationen einer Bauart, sträubt sich aber gegen neue Formen und Linien. So wird es dem Dreigurtträger von vornherein vielleicht nicht wohlwollend gestimmt sein. Im Eisenbau aber hat sich der Laie und Sachverständige schon viele Änderungen in der Linienführung und Ausbildung der Brücken gefallen lassen, und manche Schönheit früherer Jahre erscheint heute als Irrung oder umgekehrt. Sollte man daher nicht den Mut haben, den Dreigurtträger als klares Bausystem der Mitwelt zu zeigen?

Der Dreigurtträger bietet dem Auge die Offenheit der statischen inneren Beziehungen der Kräfte, an die es sich im Dreieckbau der Füllstäbe längst gewöhnt hat.

INHALT: Die italienischen Bonifiche mit besonderer Berücksichtigung ausgeführter Eisenbetonarbeiten. — Der Neubau des Ravennatal-Überganges bei km 22 4/7 der Höllentalbahn. — Der Dreigurtträger.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 7. September 1928 Heft 39

Bücherschau.

Handbuch für Eisenbeton. Dritte Auflage in vierzehn Bänden. Herausgegeben von Dr. Dr. techn. h. c. F. Emperger, Oberbaurat in Wien. IX. Bd. Die in- und ausländischen Eisenbetonbestimmungen. Bearbeitet von J. Lorenz-Meyer, 290 S. mit 78 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis 17 R.-M.

Der Verfasser ist auf Grund seiner langjährigen Tätigkeit als Vorsitzender des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton wie kaum ein Zweiter geeignet gewesen, dieses Buch zu schreiben. Es beginnt mit einem kurzen geschichtlichen Überblick über die Entstehung der Eisenbetonvorschriften in einer Reihe von Staaten und vergleicht dann in eingehender Weise die Bestimmungen von 17 verschiedenen Ländern, wobei sich die Einteilung des Stoffes im wesentlichen den Deutschen Bestimmungen anlehnt. Glücklich ergänzt wird die Übersicht durch sehr ausführliche Tafeln, in denen in kurzen Stichworten die wesentlichsten Grundzüge der Bestimmungen herausgearbeitet sind. Es folgt zum Schluß der Wortlaut der Eisenbetonvorschriften von 17 Ländern.

Das Studium des Buches führt zu der Erkenntnis, daß wirklich grundlegende Unterschiede kaum mehr vorhanden sind. Es ist dies ein Beweis dafür, daß die Eisenbetonbauweise überall aus dem Zeitalter der tastenden Versuche heraus ist und sich zu einer anerkannten und unentbehrlichen Bauweise herausgebildet hat, deren Berechnungs- und Konstruktionsgrundlagen unverrückbar fest stehen.

Die große Gleichmäßigkeit der Bestimmungen läßt vielleicht auch den Wunsch aufkommen, noch weiter ausgleichend zu wirken und allmählich zu einer einheitlichen Rahmenvorschrift zu kommen, die für eine möglichst große Zahl von Ländern Gültigkeit hat. Ob es aber jetzt schon an der Zeit ist, diese Arbeit in Angriff zu nehmen, muß bezweifelt werden. Es ist bekannt, welche eingehende jahrelange Arbeit nötig gewesen ist, um z. B. die neuen Deutschen Eisenbetonbestimmungen zu verfassen und alle die großen und kleinen Gegensätze auf eine Linie zu bringen.

Das Buch wird jedem, der im Auslande zu konstruieren hat, vorzügliche Dienste leisten und allen, denen die Weiterentwicklung unserer Deutschen Bestimmungen am Herzen liegt, wertvolle Anregungen geben; der Vergleich mit den ausländischen Bestimmungen ist in vieler Beziehung lehrreich. — Der Verlag hat das Buch in anerkannt vorzüglicher Weise ausgestattet. Nakonz.

Engerer Wettbewerb um Entwürfe für eine feste Straßenbrücke über den Rhein in Köln-Mülheim. Von Direktor bei der Reichsbahn Dr.-Ing. O. Kommerell und Dipl.-Ing. W. Rein. Sonderdruck aus „Der Bauingenieur" 1927. 107 S. mit 222 Textabb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 6 R.-M.

Sonderdrucke aus Zeitschriften pflegen zwar im allgemeinen in der „Bautechnik" nicht besprochen zu werden; wegen der besonderen Bedeutung des Kölner Brückenwettbewerbs sollen jedoch der vorliegenden Schrift einige Worte gewidmet werden. Der Inhalt des hübsch ausgestatteten Sonderdrucks gliedert sich in fünf Teile: Vorbemerkungen, die Ausschreibung, Übersicht über die eingereichten Entwürfe, Beschreibung der Entwürfe, Schlußbemerkung. Die Verfasser haben die Einzelheiten der Ausschreibung, das Urteil des Preisgerichtes und seine Begründung wiedergegeben und 18 der eingegangenen Entwürfe gründlich durch Wort und Bild erläutert. Übrigens sind dies genau die gleichen Entwürfe, die Herr Geh. Baurat Dr. Schaper, Mitglied des Preisgerichtes, in der „Bautechnik" 1927, Heft 5, 6, 9, 11, 14, 19 u. 21 ebenso ausführlich behandelt hat.

Die vorliegende Schrift gibt jedenfalls eine treffliche Übersicht über das erste Ergebnis des denkwürdigen Wettbewerbs, das bekanntlich leider durch spätere Maßnahmen der Bauherrin eine wesentliche Abänderung erfahren hat; sie wird jedem Brückenbauer als reichhaltige Sammlung von Entwürfen für die neue große Rheinbrücke mit vielen gut durchgearbeiteten Einzelheiten willkommen sein und dauernden Wert behalten. L.

Neuzeitlicher Tresorbau, erhöhte Einbruchsicherheit bei Verbilligung der Baukosten. Von Dr.-Ing. Fritz Eiser, Regierungsbaumeister a. D. 75 S. G. D. Bädeker Verlag. Essen. Preis geh. 6 R.-M.

Die vorliegende Arbeit übt Kritik an den bisherigen Ausführungen im Tresorbau und macht Verbesserungsvorschläge nach verschiedenen Richtungen hin. Es wird bemängelt, daß im allgemeinen auf den wesentlichsten Punkt, die Kontrollmöglichkeit, nicht genügend Wert gelegt wird, indem verlangt wird, daß sich diese nicht nur auf die Wände, sondern auch auf die Decke und vor allem, was z. B. bei Kellertresors nie geschehe, auf den Fußboden erstrecken müsse. Übrigens würde sich auch bei der Ausführung, wie sie in dem Schnitt durch einen Tresor mit Kontrollraum über der Decke (S. 25) gezeichnet ist, recht unbemerkt und ungestört ein Durchbruch von oben ermöglichen lassen. Auch wird die von Eiser herangezogene Möglichkeit des Grabens eines Stollens vom Nachbar aus, um durch den Tresorfußboden durchzubrechen, den Tresorbauer, wenn er sonst für gute Bewehrung gesorgt hat, wohl kaum übermäßig schrecken, um so mehr, als bei der langen Zeit der Einbruchdauer der Besitzer der Nachbarräume hiervon wissen muß und bei Mißlingen des Einbruchs nicht, wie in anderen Fällen, unbekannt bleiben kann. Trotzdem mag, wo die Verhältnisse günstig liegen, auch auf solche Möglichkeiten Rücksicht genommen werden.

Zu begrüßen ist, daß Verfasser auf dem Wege des Versuches festgestellt hat, wieviel Zeit bei den verschiedenen üblichen Konstruktionen der Durchbruch einer Durchkriechöffnung erfordert. Er kommt zu dem gleichen Ergebnis, wie es auch anderweitig festgestellt wurde (vergl. z. B. Handbuch für Eisenbetonbau, 3. Aufl., Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Band 13 in den Ausführungen über Tresorbau, S. 26), daß der Beton dem Klinkermauerwerk beträchtlich überlegen ist. Es war nicht nur die Durchbruchzeit eine viel größere, sondern es wurden für den Beton infolge der harten Kieselsteine etwa ein Dutzend geschärfte Meißel, bei Klinkern nur ein Meißel benötigt. Allerdings schiebt Eiser die Schuld zum Teil auf die für den Tresorbau besonders hergestellten glatten Klinker; er ist der Ansicht, daß bei rauher Oberfläche das Ergebnis für Klinker infolge besseren Haftens des Mörtels doch nicht unwesentlich günstiger sein würde. Auf Grund seiner Versuche glaubt er — im Gegensatze zu den bisherigen Annahmen —, daß eine Stärke des Betons von nur 40 cm, äußerstens 50 cm in Mischung 1:4 für Wände, Decke und Fußboden ausnahmslos eine vollständige Sicherheit biete. Es fragt sich allerdings, ob der Zuschlag von 200 % zu der Einbruchdauer, den er wegen des Zwanges eines möglichst geräuschlosen Arbeitens zu seinen Ergebnissen hinzuschlägt, in allen Fällen als berechtigt anerkannt werden wird; denn nur mit diesem Zuschlag kommt er bei 40 cm Betonstärke auf mehr als doppelte Sicherheit gegenüber der dem Einbrecher verfügbaren Arbeitszeit.

Radikal geht Eiser bezüglich der Eiseneinlagen vor, die er auf Grund seiner Versuche für völlig überflüssig hält, da ihrer außerordentlichen Verteuerung nur eine ganz winzige Erhöhung der Sicherheit gegenüberstehe. Er berechnet, daß selbst gewundene Kreuzstahlschienen nur $^1/_{25}$ des Sicherheitswertes des Betons haben, da derartige Einlagen nicht nur mit dem Schneidebrenner, sondern, wo dieser fehlt, auch mit dem Meißel in kurzer Zeit beseitigt werden können. Es erscheint doch recht fraglich, ob sich der Tresorfachmann dieser Ablehnung aller Eiseneinlagen ohne weiteres anschließen wird, selbst wenn eine Nachprüfung der Ergebnisse — bezüglich der einzelnen Materialien, der Zeit der Freilegung und Durchschneidung der Eisenteile und daraufhin, wie weit sich die Annahmen mit Erfahrungen bei tatsächlichen Einbrüchen decken — ihre Richtigkeit ergeben sollte. Zugunsten der Eiseneinlagen wird wohl der psychische Grund mitsprechen, daß diese vor Versuchen doch mehr abschrecken, als gewöhnliches Betonmauerwerk. Wie man sich aber auch grundsätzlich zu diesen Verbilligungsversuchen stellen mag, so wird jedenfalls, wenn man die Zeit zwischen den einzelnen Kontrollen in Rücksicht zieht, auf Grund der für die Durchbruchversuche bei den verschiedenen Konstruktionen ermittelten Zeiten wenigstens einigermaßen ein Urteil über die erforderliche Stärke der Konstruktion der Tresorumhüllungen möglich sein.[1])

Auch bezüglich der Ausbildung der Türen und Türzargen macht Verfasser noch besondere Vorschläge. So warnt er besonders davor, die Spezialpanzerung statt über die ganze Türoberfläche nur im Umkreis um das Schloß herzustellen, wie dies meist geschieht. Schließlich sei noch ein Versuch erwähnt, den der Verfasser mit dem Material eines großen Stahlwerkes gemacht hat. In dessen Werkstätten war vor seinen Augen nach längerem Einwirken des Schneidebrenners nur ein kleiner Einschnitt erzielt worden, während spätere Versuche, die er selbst mit seinen eigenen Leuten an demselben Stahl anstellte, wie er in einer Abbildung zeigt, ein Durchschneiden schon nach zehn Minuten ergaben, woraus man ersieht, wie vorsichtig man u. U. Behauptungen über Güte von Materialien gegenüberstehen muß. — Erwähnt sei zum Schluß noch, daß die Literaturangaben ziemlich dürftig sind, und daß doch wohl wesentlich mehr über die Frage des Tresorbaues veröffentlicht ist, als der Verfasser angegebeu hat. Reg.-Baumeister Neubauer.

Die Entsandung städtischer Abwässer unter Berücksichtigung der Geschiebebewegung in Abwässerkanälen. Von Dr.-Ing. G. Ehnert. (Beihefte zum Gesundheits-Ingenieur Reihe 2, Heft 3.) 31 S. mit 11 Abb. u. 1 Tafel. München u. Berlin 1928. Verlag von R. Oldenbourg Preis geh. 3,40 R.-M.

Die vorstehende Arbeit wurde in ihrer ursprünglichen Form als Dissertation von der Sächsischen Technischen Hochschule Dresden genehmigt. Sie ist eine äußerst sorgfältige Bearbeitung der im Dresden-Altstädter Sammelkanal in der Zeit vom 9. September bis zum 23. Dezember 1925 durchgeführten umfangreichen Versuche zur Ermittlung der Geschiebebewegung. Diese Versuche können ihrer planmäßigen Anordnung und ihres Umfanges wegen nach den dabei gemachten Erfahrungen für die erfolgreiche Durchführung derartiger Untersuchungen der Fachwelt als grundsätzliches Vorbild empfohlen werden. K. Meier, Berlin.

[1]) Übrigens ist gerade jetzt eine Abhandlung von dem gerichtlichen Sachverständigen für Tresorbau, Reichsbankbaudirektor Dr.-Ing. Nitze, erschienen (Beton u. Eisen 1928, Heft 15 vom 15. August), in der dieser als geringste Stärke sowohl für Klinker als für Beton 64 cm angibt und mit näherer Begründung den Eiseneinlagen doch wesentlichen Wert beilegt.

Jahrbuch für die Gewässerkunde Norddeutschlands, Abflußjahr 1919, 1920, 1921. Herausgegeben von der Preußischen Landesanstalt für Gewässerkunde. Berlin 1927. Verlag von Ernst Siegfried Mittler & Sohn. Preis 24, 25, 26 R.-M.

Mit dem Erscheinen des Jahrbuches für die Abflußjahre 1919, 1920, 1921 ist die Aufarbeitung des während der Nachkriegszeit angefallenen Beobachtungsmaterials vollendet und der Zusammenhang mit dem bereits früher erschienenen Jahrbuch für das Abflußjahr 1922 hergestellt. Es liegt der Gedanke nahe, eine Veröffentlichung über einen so großen Zeitraum mehr in großen Zügen zu halten und in manchen Punkten sich mit der Registrierung des gesammelten Materials zu begnügen; die Neuerscheinungen sind aber nicht nur den übrigen Jahrbüchern vollkommen ebenbürtig, sondern stellen sich in manchen Punkten sogar verbessert und erweitert dar. Auch ihre Aufmachung hinsichtlich Druck und Papier ist ausgezeichnet. Die Stoffeinteilung und die Tabellen erscheinen in ihrer bewährten klaren Form. Zu begrüßen ist auch die Herausgabe als broschierte und beschnittene Bände, was sowohl für den Gebrauch als für die Aufbewahrung von Vorteil ist.

Jedes der Jahrbücher ist in sich geschlossen, und jedes für sich enthält alle die zum Verständnis nötigen Begriffserklärungen und Erläuterungen. Der umfangreiche Stoff des ausgedehnten Gewässernetzes ist für jedes Abflußjahr, beginnend am 1. November, in sieben Teile gruppiert, in einen allgemeinen Teil und je ein Heft für die besonderen Hauptflußgebiete: Das Weichselgebiet einschließlich Memel- und Pregelgebiet, das Odergebiet, das Elbegebiet, das Weser- mit Emsgebiet, das Rheingebiet und das Küstengebiet.

Im allgemeinen Teil sind für jedes Stromgebiet in kurzgefaßter Darstellung die Verhältnisse des Abflußjahres geschildert, die Besonderheiten und Abweichungen vom langjährigen Mittel hervorgehoben und ihre meteorologische Ursache angegeben. Vom Jahre 1921 an wird zum ersten Male als langjähriges Mittel der 25jährige Zeitraum 1896 bis 1920 benutzt, während bisher Vergleiche auf das 20jährige Mittel bezogen wurden. Auch die Eisverhältnisse sind hier zusammenhängend behandelt, besonders ausführlich im Jahrbuch 1921, wo der betreffende Abschnitt nunmehr auch im Druck hervorgehoben ist.

Das Abflußjahr 1921 erfährt im allgemeinen Teil überhaupt eine eingehendere Behandlung, da es, nach den Ausführungen im Jahrbuch, eine ganz besondere Stellung einnimmt, weil es seit langer Zeit das wasserärmste Jahr ist und weil die Wasserklemme nicht nur wegen ihrer Dauer, sondern auch wegen ihrer Verbreitung über Mitteleuropa hinaus einzig dasteht. Dies wird für die maßgebenden Pegel der Hauptflüsse durch Tabellen sehr eindringlich dargestellt, in denen die Abflußverhältnisse des Jahres 1921 neben denen des Jahres 1920 und 1922, also auch des folgenden Jahres, dessen Jahrbuch ja schon erschienen ist, dem 25jährigen Mittel gegenübergestellt sind. Die Tabellen für Niederschlag und Temperatur zeigen deutlich die ungewöhnlichen Witterungsverhältnisse, die auch noch durch eine seltene Lufttrockenheit verschärft worden sein sollen.

Die übrigen, nach den Flußgebieten getrennten Abteilungen jedes Jahrbuches enthalten wie bisher die täglichen Beobachtungen der wichtigeren Pegel, die Berechnung der „Hauptzahlen", wie sie seit 1925 nunmehr bei allen deutschen gewässerkundlichen Anstalten eingeführt sind, ferner Angaben über die Eisverhältnisse und die Pegelhäufigkeiten. Für die weniger wichtigen Pegel sind wenigstens die Hauptzahlen mitgeteilt. Vom Jahre 1921 an werden nunmehr auch die Grundwasserbeobachtungen fortlaufend veröffentlicht, die schon seit dem Jahre 1896 im Gange sind, von denen aber bisher nur das Verzeichnis der Beobachtungsstellen bekanntgegeben wurde.

Endlich sind noch die Ergebnisse der ausgeführten Wassermessungen zusammengestellt, oder es ist, wo dies nicht möglich war, die Messung wenigstens registriert. Ebenso finden sich Zusammenstellungen der Wasserspiegelfestlegungen und Querschnittaufnahmen, die in dem betreffenden Jahre ausgeführt worden sind, eine sehr wichtige Maßnahme, nicht nur um das wertvolle Material allgemein zugänglich zu machen, sondern auch um seinen Bestand für die Zukunft zu sichern. Bei der Veröffentlichung von Beobachtungsergebnissen ist immer wieder Bedacht genommen, sie in ihrer Wertigkeit zu kennzeichnen und durch Schrägstellung der Schrift, entsprechende Wahl der Dezimalstellen oder sonstige Zeichen die größere oder weniger große Zuverlässigkeit sofort auffallen zu lassen. Gerade eine solche sachliche Kritik des gesamten Zahlenmaterials ist unerläßlich, und doch wird sie meist bei statistischen Veröffentlichungen vermißt; es wird nur allzuoft Zahl gleich Zahl gewertet, obwohl jeder, der selbst schon Beobachtungsmaterial gesammelt hat, weiß, wie wenig dies zulässig ist. Die Berichtigungstafeln am Schlusse der allgemeinen Teile, die auch auf weit zurückliegende Bände zurückgreifen, beweisen, daß dauernd an der Vervollkommnung des gesammelten Materials gearbeitet wird. Düll.

Die Wellen, die Schwingungen und die Naturkräfte. Von Max Möller. 2. Lfg. Braunschweig 1927. Verlag von Friedr. Vieweg & Sohn A.-G. Preis 5 R.-M.

In diesem Abschnitte seines Buches unternimmt es der Verfasser, von der Darlegung der Wasserwellen und Schwingungen der 1. Lieferung eine Brücke zu schlagen zu den Vorgängen aus der Elektrik, Magnetik, Thermik. In der Hauptsache bezeichnet der Verfasser das Vorgetragene als seine persönliche Auffassung der Dinge. Es ist überall zu verspüren, daß er ernstlich über die Naturerscheinungen nachgedacht und Befriedigung darin gefunden hat, sich mit den phänomenologischen Anklängen von der einen zur anderen Seite auseinanderzusetzen, wobei sich für den Leser mancherlei interessante Anregungen ergeben. W. Hort.

Deutsche Verkehrsprobleme der Gegenwart. Verhandlungen der Friedrich-List-Gesellschaft e. V. am 29. Oktober 1927 in Berlin. Auf Grund der stenographischen Niederschrift herausgegeben von Edgar Salin. 134 S. Berlin 1928. In Kommission bei Reimar Hobbing.

Der Titel des Buches ist nicht zweckmäßig gewählt, da sein Inhalt nur einen Teil der gegenwärtigen deutschen Verkehrsprobleme umfaßt. Das Buch behandelt in der Hauptsache den Eisenbahngütertarif der Reichsbahngesellschaft und seine volkswirtschaftliche Begründung. Daneben ist erörtert die Bedeutung der Wasserstraßen, des Autos und des Flugzeugs für den Güterverkehr. Einem Vortrage des Staatssekretärs a. D. Vogt folgen die Korreferate von Prof. Dr. v. Beckerath und Geheimrat Pflug. In der Aussprache kommen Freunde und Gegner der Tarifpolitik der Reichsbahn zu Wort: Prof. Mattern, Kommerzienrat Röchling, Dr. Grund, Geh. Rat Haeuser, Generaldirektor Stähler, Direktor Dr. Schulz, Prof. Dr. Salin, Generaldirektor Waibel, Privatdozent Dr. Napp-Zinn, Direktor Dr. Zoeppritz, Baurat Leopold und Generaldirektor Dr. Ott. Die Verhandlungen bewegen sich auf einer hohen geistigen Stufe und bringen viele kluge Gedanken. Das Buch bietet doch erheblich mehr als nur eine Erörterung des Frachtentarifs der Reichsbahn.

Prof. Richard Petersen.

Untersuchung von Spannungs- und Schwingungsmessern für Brücken, im Auftrage des Preisgerichts erstattet von Dr. W. Hort, Professor, und F. Hülsenkamp, Reichsbahnrat. 58 S., 75 Abb. Berlin 1928. Verlag der Verkehrswissenschaftlichen Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn. Preis 6 R.-M.

Zunächst wird an Hand eines Diagramms die Stoßzuschlaglinie erörtert und die Erscheinung gezeigt, daß die gemessenen dynamischen Werte in ihren Aufzeichnungen, im Gegensatze zu den statischen, bei den bekannten Instrumenten von Fränkel-Leuner, Okhuizen und Geiger stark voneinander abweichen. Diese Erkenntnis führte zu einem Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, das im Wortlaute wiedergegeben wird. Hierbei werden die bedeutendsten Veröffentlichungen, die Bedingungen, die an Spannungsmesser und Schwingungsmesser zu stellen sind, sowie die Vorzüge und Nachteile der bekannten Ausführungen sowie die Zusammensetzung des Preisgerichts und die Höhe der Preise mitgeteilt, ebenso die besonderen Bedingungen, die an die Apparate zu stellen sind.

Die eingereichten Wettbewerbsapparate, je fünf Spannungsmesser und fünf Schwingungsmesser, werden im nächsten Kapitel an Hand von photographischen Abbildungen und Skizzen ausführlich besprochen. Das Prinzip aller Spannungsmesser beruht darauf, daß die Entfernungsänderung zweier Punkte des Meßgerätes mit verschieden starker Vergrößerung aufgezeichnet wird; letztere wird mechanisch, optisch-photographisch oder elektromagnetisch erreicht. Die Schwingungsmesser benutzen die Trägheitswirkung einer Masse gegenüber den Verschiebungen des Gerätegehäuses bei mechanischer oder elektromagnetischer Vergrößerung.

Die Prüfung der Wettbewerbsapparate geschah im Laboratorium an einem Prüftisch und am Bauwerk. Ersterer wird mit zahlreichen Abbildungen zunächst im folgenden Kapitel beschrieben, wobei auch eine kritische Untersuchung des Prüftisches vorgenommen ist. Darauf werden die Schütteltischdiagramme der Spannungs- und der Schwingungsmesser bei verschiedenen Hertz wiedergegeben, wobei die kritischen Lagen der Instrumente sich auch feststellen ließen. Ein Spannungsmesser wurde wegen Unvollkommenheit und einer wegen offensichtlicher Mängel, die sich bei der Prüfung zeigten, ausgeschieden; bei den Schwingungsmessern war bei zwei Apparaten derselben Modelleinreicher der gleiche Fehler, ein anderer Apparat war bei der Einreichung stark beschädigt.

Bei der Prüfung am Bauwerk, wobei eine Brücke gewählt war, deren dynamisches Verhalten schon anderweit geprüft war, kamen nur noch drei Spannungsmesser in Betracht, da bei dem einen die Lichtquelle versagte; außerdem wurden zwei außerhalb des Wettbewerbs stehende Apparate zum Vergleich mit herangezogen. Von den Schwingungsmessern konnten nur zwei am Bauwerk geprüft werden. Das Ergebnis waren folgende Erkenntnisse für Messungen mit den verschiedenen Apparaten: der Stoßkoeffizient nimmt mit wachsender Fahrgeschwindigkeit zu, und die Apparate liefern einzeln für sich vom Mittelwerte aller Geräte stark abweichende Werte, der eine stark positive, die andern schwach negative.

In der am Schluß gegebenen zusammenfassenden Beurteilung werden die Resonanzkurven verschiedener Spannungsmesser graphisch zusammengestellt. Während im Preisausschreiben bei den Spannungsmessern die Eigenschwingungszahl von 800 Sek. verlangt wird, geht diese bei den Apparaten für die Messung am Bauwerk nur auf die Werte 40, 58 bezw. 120 Sek. für die Wettbewerbsapparate, so daß also der Brauchbarkeitsbereich auf 25, 45 bezw. 80 Sek. eingeschränkt ist. Auch übt bei einigen Apparaten die Reibung einen nachteiligen Einfluß aus.

Die Schwingungsmesser wiesen ähnliche Mängel auf; auch sie konnten den verlangten Meßbereich von 200 bis 1 Hertz nicht bewältigen.

Trotzdem hat das Preisgericht von den 33 000 R.-M. 20 000 R.-M. als Preise verteilt, ausgehend von der Erkenntnis, daß wertvolle Ideen und Konstruktionsgedanken, die zu einer sachgemäßen Lösung führen können, bei den Wettbewerbsapparaten vorliegen.

In der Schlußfolgerung werden dann die Lehren, die man aus dem Wettbewerb gezogen hat, übersichtlich aufgezählt.

Die vorliegende Arbeit ist klar und gut verständlich für den gebildeten Ingenieur abgefaßt. Sie verdient, in weiten Kreisen bekannt zu werden, da ja auf fast allen Gebieten der Technik durch Spannungs- und Schwingungsprüfungen nachteilige Begleiterscheinungen abgestellt und wirtschaftliche Vorteile erzielt werden können. Oelschläger.

Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 9. Band 1926. 233 S. mit vielen Abbildungen und zwei farbigen Tafeln. Hamburg 1928. Verlag der Hafenbautechnischen Gesellschaft, E. V. Preis in Leinwand geb. 25 R.-M.

Das Jahrbuch 1926 ist wie sein Vorgänger[1]) in drei Teile gegliedert: Der I. Teil enthält nur Geschäftliches. Einem kurzen Bericht des Vorstandes über die Arbeiten der Gesellschaft im abgelaufenen Geschäftsjahr (1925/26) folgen Nachrufe für fünf verstorbene Mitglieder und der Bericht über die 8. Hauptversammlung in Bremen mit der Niederschrift über deren geschäftliche Sitzung.

Im II. Teil sind die Vorträge der Bremer Hauptversammlung inhaltlich ausführlich wiedergegeben, zunächst die beiden die Vergesellschaftung der Häfen behandelnden Vorträge von Syndikus Dr. Lübbers, Emden, und von Beigeordnetem Dr. Bartsch, Mannheim. Der erstgenannte Vortrag betrifft die Seehäfen, der zweite die Binnenhäfen. Es folgt dann der technisch besonders interessante Vortrag des Oberbaurates P. Hedde, Bremen, über die Hauptlinien der Entwicklung der bremischen Hafenanlage in den drei Hauptperioden, nämlich 1. bis 1871, 2. in der Zeit des deutschen Kaiserreiches 1871 bis 1914, 3. in der Nachkriegszeit. 46 Abbildungen ergänzen die von tiefer Sachkenntnis zeugenden mündlichen Ausführungen des Vortragenden. Den Abschluß bildet der Vortrag des Dipl.-Ing. H. Gettert, Duisburg, über „Die Verwendung von Déri-Motoren im Kranbetriebe", der, wie aus dem Bericht hervorgeht, eine lebhafte Aussprache zur Folge gehabt hat.

Der III. Teil umfaßt sieben Abhandlungen, deren umfangreichste und bedeutsamste wohl eine Arbeit über „Die Entwicklung der Umschlageinrichtungen in den bremischen Häfen" von Oberbaudirektor Tillmann, Bremen (Mitarbeiter Baurat Andressen und Baurat Dr.-Ing. Agatz) ist. Die Abhandlung nimmt 76 Druckseiten in Anspruch und ist mit 135 Abbildungen und einem farbigen Plan ausgestattet. Es folgt dann ein Beitrag von Strombaudirektor L. Plate, Bremen, über „Die Vertiefung der Außenweser durch den Ausbau des Fedderwarder Armes". Von technischem Interesse sind ferner ein Aufsatz von Stadtbaurat Hagedorn, Bremerhaven, über „Die Hochseefischereianlagen Bremerhavens", ein Beitrag von Dr. W. Kunze, Bremen, über „Neue akustische Signalgeber in der Seeschiffahrt für die Ansteuerung der Küsten und Häfen", sowie eine bedeutsame, gründliche, auf reiches Zahlenmaterial gestützte Untersuchung von Dr.-Ing. H. Brockmann, Hannover, „Über die Möglichkeit wirtschaftlicher Betreibung mehrstöckiger Umschlagschuppen im Hamburger Hafen" (Dissertation), in der der Verfasser zu dem Ergebnis gelangt, daß durch zweistöckige Schuppen eine Steigerung des Umschlages, die in einem entsprechenden Verhältnis zu den aufgewandten Mehrkosten stände, nicht zu erwarten ist. Den Schluß bildet ein kurzer, durch leichten Humor fesselnder Aufsatz von Oberingenieur Ed. Kröger, Mannheim, über „Die Hafenerweiterung von Tanga in Deutsch-Ostafrika in den Jahren 1912 bis 1913", der recht wehmütige Erinnerungen an des Deutschen Reiches glückliche koloniale Vergangenheit wachzurufen geeignet ist.

Das Jahrbuch 1926 steht hinsichtlich der Reichhaltigkeit und des fachlichen Wertes seines Inhaltes und in der Güte der Ausstattung nicht hinter seinen Vorgängern zurück; sein Studium kann allen Fachgenossen bestens empfohlen werden. Ls.

Wasserkraft-Jahrbuch 1927/28. Herausgeber: Oberbaudirektor Dr.-Ing. ehr. K. Dantscher, o. Prof. der Technischen Hochschule München, und Ingenieur Carl Reindl, München. 455 S. mit 241 Abb. im Text und auf 3 Tafeln. München 1928. Richard Pflaum, Druckerei- und Verlags-A.-G. Preis geb. 20 R.-M.

Der soeben erschienene 3. Jahrgang[2]) bietet wiederum eine Fülle von Untersuchungen, Erfahrungen, Anregungen und Urteilen. Man merkt es schon der Inhaltsübersicht an, daß es den Herausgebern auch dieses Mal wieder gelungen ist, das bei der Gründung des Wasserkraft-Jahrbuches im Jahre 1925 gesteckte Ziel zu erreichen.

Im I. Abschnitt „Entwicklung der Wasserkraftnutzung" berichtet Krieger über den „Stand der Wasserkraftausnutzung in Deutschland" und gibt damit die schon längst erwartete erstmalige Übersicht über die seit 1924 fertiggestellten bezw. in Angriff genommenen Anlagen über 10 000 PS. Aus dem die Schweiz betreffenden Bericht von Härry ist vor allem die günstige wirtschaftliche Entwicklung der schweizerischen Elektrizitätswerke von Bedeutung. Vieser gibt einen guten Überblick über die Wasserkräfte Frankreichs, während in zwei weiteren Arbeiten über die Fortschritte des schwedischen und norwegischen Wasserkraftwesens in den letzten Jahren berichtet wird. Dem vom Verein Norwegischer Ingenieure eingesetzten „Betonkomitee" zur Untersuchung der Betonzerstörungen an Wehranlagen dürfte auch in unserem alpenländischen Wasserkraftbau besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden. Aus Italien, der Tschechoslowakei, Rußland, Finnland und Griechenland liegen gleichfalls beachtenswerte Berichte über den neuesten Stand der Wasserkraftnutzung vor.

Der II. Abschnitt ist wieder der Verwertung der Wasserkräfte gewidmet, wobei neben den Fragen der zwischenstaatlichen Energiewirtschaft eine vortreffliche Übersicht über die Erfahrungen auf wasserkraftwirtschaftlichem Gebiete mit der Bahn als Kraftabnehmer gegeben wird. Besondere Beachtung verdienen die wertvollen Ausführungen von Menge über den elektrischen Zugbetrieb in Bayern und die von Hruschka mitgeteilten Betriebserfahrungen in den Bahnkraftwerken des westlichen österreichischen Bundesbahnnetzes. Weitere Berichte behandeln die Energieversorgung der Schweizerischen Bundesbahnen und den Stand der Elektrisierung der italienischen und französischen Eisenbahnen. Bachmann gibt einen beachtenswerten Beitrag über Schlesiens Wasserkräfte, während Beurle das noch wenig bearbeitete Grenzgebiet zwischen Wetter- und Gewässerkunde in einem lesenswerten Abschnitt behandelt.

Der den Ausbau der Wasserkräfte behandelnde III. Abschnitt bringt zunächst gut gewählte Beispiele über die Einfügung von Stauwehren ins Landschaftsbild von Franz. Die von Schreitmüller und Düll behandelten „Probleme der Geschiebeführung" bieten — auch wenn man davon absieht, daß die Bearbeitung hauptsächlich unter dem Gesichtspunkte der Wasserkraftausnutzung geschah — nichts wesentlich Neues. Den Optimismus der Verfasser, denen nach S. 258 eine rechnerische Behandlung der Einwirkung der Flußkorrektionen und besonders der Flußbauten erreichbar erscheint, soweit es sich nicht um Katastrophen handelt, vermag ich allerdings so lange nicht zu teilen, als uns noch die notwendigen Kenntnisse über die Grundlagen — Bewegungsvorgang und Geschiebemenge — fehlen. Mit Recht betonen die Verfasser die Rückständigkeit unserer flußbaulichen Forschung und den Mangel der Auswertung des in den amtlichen Registraturen vergrabenen wertvollen Beobachtungsmaterials. Allerdings will es zu diesem Eingeständnis schlecht passen, wenn es auf S. 244 und 257 den jahrhundertelangen Erfahrungen, Erfolgen und Mißerfolgen zugeschrieben wird, daß der Flußbau heute auf großer Höhe stehe. Es wäre erfreulich, wenn die Bayerische Landesstelle für Gewässerkunde die seit langher fühlbaren und tief beklagten Mängel im Flußbau beheben und damit eine praktisch wertvolle Arbeit leisten würde[3]). Freytag bespricht den Vorgang der Eisbildung an Wasserkraftanlagen und die Maßnahmen zur Verhinderung und Bekämpfung und wird ergänzt durch den Bericht zweier schwedischer Ingenieure über „Eisbeseitigung in Kanälen und Stauwerken". Besondere Beachtung verdient noch der Beitrag von Kurzmann über den „Betrieb von Werkkanälen großer Abmessungen", der sich vor allem mit dem Wasserdurchfluß durch Kanäle befaßt.

Aus dem IV. Abschnitt „Wasserkraftmaschinen" sind für den Bauingenieur besonders lesenswert der Bericht von Ungerer über den „Stand des europäischen Turbinenbaues 1927", die von Bronner besprochenen Berechnungsarten und Durchbildung der Saugrohre sowie ein Bericht über den selbsttätigen Betrieb schwedischer Wasserkraftstationen.

Jeder, der das wiederum gut ausgestattete Buch gelesen hat, wird zugeben, daß ihm eine Fülle von Anregungen und Erkenntnissen vermittelt wurde. Wir wünschen daher auch dem neuen Jahrbuch weiteste Verbreitung. Dr.-Ing. Marquardt, München.

„Der Viehstall". Bau und Einrichtung der Ställe für Rindvieh, Schweine und Schafe. Von R. Homann. 6. Auflage. Berlin 1928. Verlagsbuchhandlung Paul Parey. Preis geb. 5,40 R.-M.

Das Buch gibt für den Baupraktiker auf dem Lande die wichtigsten Angaben über Raumanordnung, Bauart und Einzelheiten der Inneneinrichtung für den neuzeitlichen Viehstall und gehört in die Hand des ländlichen Baumeisters und des Landwirtes selbst, der in den seltensten Fällen in der Lage sein wird, einen Architekten für die Planung und Leitung seiner Nutzbauten heranzuziehen. Frick.

Das Fassungsvermögen von Rohrbrunnen und seine Bedeutung für die Grundwasserabsenkung, insbesondere für größere Absenkungstiefen. Von Dr.-Ing. Willy Sichardt, Regierungsbaumeister a. D., Oberingenieur der Siemens-Bauunion. Mit 40 Textabbild. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 7,50 R.-M.

Sichardt, der als einer der ersten Kenner des Grundwasserabsenkungsverfahrens zu gelten hat, klärt in seiner Schrift die Frage: „Welche Wassermenge gibt ein Rohrbrunnen im Dauerbetrieb als Höchstleistung her?"

Er geht hierbei von dem Grenzgefälle aus, das sich am Rohrfilter bei der Höchstentnahme einstellt und dem die größte Sickergeschwindigkeit entspricht; auf Grund von Beobachtungen findet er, daß zwischen diesem Grenzgefälle und dem Boden-K-Wert die einfache Formel besteht: $i_0 = \frac{1}{15\sqrt{K}}$. An Hand dieser Formel entwickelt er das Fassungsvermögen (Dauerhöchstleistung) eines Einzelbrunnens, sodann geht er zur Mehrbrunnenanlage über und leitet hier die Formeln ab für das Fassungsvermögen der Mehrbrunnenanlage zunächst für weite Brunnenabstände, wobei das Gefälle am Brunnenmantel als ein gleichbleibendes vorausgesetzt werden darf; schließlich behandelt er den für Tiefsenkungen wichtigen Fall enger Brunnenabstände, bei dem das Spiegelgefälle am Brunneneinlauf nicht mehr als gleichmäßig für den Brunnenumfang vorausgesetzt werden darf.

Sichardt schließt durch seine wertvollen Ausführungen eine Lücke, die bisher in der Theorie des Senkungsverfahrens vorhanden war, und die sich oft recht unliebsam bemerkbar machte.

Das Buch ist allen Ingenieuren, die sich mit Grundwasserabsenkung zu befassen haben, auf wärmste zu empfehlen.

Dr.-Ing. Joachim Schultze.

---

[1]) Besprechung des 8. Bandes (1925) s. „Die Bautechnik" 1927, Heft 40, S. 593.

[2]) Über den 1. und 2. Jahrgang vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 10 und 54.

[3]) Vergl. hierüber Faber: „Das Verhalten der beweglichen Sohle in geschiebeführenden Flüssen bei steigendem und fallendem Wasser" in der „Bautechnik" 1924, Heft 39, S. 430, und den treffenden Hinweis desselben Verfassers in der „Bauzeitung" 1926, Heft 33, S. 272, wo der Inn im Bauamtsbezirk Rosenheim als „Flußbaulaboratorium großen Stils" bezeichnet wird.

Bericht über die XXX. Haupt-Versammlung des Deutschen Beton-Vereins (E.V.) am 17., 18. und 19. März 1927.

Wie alljährlich hat der Deutsche Beton-Verein (E.V.), Obercassel (Siegkreis), auch über seine 30. Jahresversammlung eine Niederschrift herausgegeben. Diese enthält auf 488 Seiten die Teilnehmerliste, die geschäftlichen Verhandlungen und die auf der Tagung gehaltenen fachwissenschaftlichen Vorträge.

Die stetig wachsende Zahl der Teilnehmer beweist, daß den Arbeiten des D.B.V. immer größeres Interesse entgegengebracht wird und daß die Bedeutung dieses Vereins für alle Gebiete des Eisenbetonbaues und die zugehörigen Wissenschaften in weiten Kreisen Beachtung und Anerkennung findet.

Aus den ursprünglich für die Mitglieder bestimmten Erörterungen ergibt sich ein Bild von den vielseitigen Arbeitsgebieten des Vereins, die ausschließlich wissenschaftlichen Zwecken dienen; schon der früher erschienene Vorstandsbericht hatte hiervon ein ausführliches Zeugnis abgelegt. Als wesentlichste Neueinrichtung verdient hervorgehoben zu werden, daß sich die Mitglieder des D.B.V. verpflichtet haben, über das gesetzlich vorgeschriebene Mindestmaß hinaus sich einer laufenden Bauaufsicht nach den von dem Verein aufgestellten „Leitsätzen für die Baukontrolle im Eisenbetonbau“ zu unterwerfen. Hierdurch soll eine einwandfreie und auf fachlicher Grundlage aufgebaute Bauausführung gewährleistet werden.

Den Hauptteil des Berichtes bilden die auf der Versammlung gehaltenen Vorträge und anschließenden Aussprachen, die hier unter Beigabe zahlreicher Abbildungen abgedruckt sind. Der größere Teil der Vorträge ist zwar in verschiedenen Fachzeitschriften veröffentlicht worden,[1]) und es erübrigt sich daher, an dieser Stelle näher auf ihren Inhalt einzugehen. Die zusammenhängende Darstellung jedoch macht den vorliegenden Versammlungsbericht wertvoll und wird ihm bei allen beteiligten Kreisen eine willkommene Aufnahme sichern. Dr.-Ing. Roll.

Die Maschinenelemente, Lehr- und Handbuch für Studierende, Konstrukteure und Ingenieure. Von Prof. Dr. F. Rötscher. Band I. 1042 Abb. Berlin 1927. Verlag von Julius Springer. Preis 41 R.-M.

Wer die „Maschinenelemente“ in einem Handbuch für Konstrukteure und Ingenieure behandeln will; darf ihre mathematischen, kinematischen und physikalischen Grundlagen voraussetzen, um mit Hilfe von Festigkeitslehre, Stoffkunde und Technologie brauchbare Formen festzulegen. Aber diese Grundlagen lassen immer noch eine unabsehbare Mannigfaltigkeit der Gestaltung im einzelnen zu, wie sie nirgends in der gesamten übrigen Technik auftritt. Wo und wie die Teile zu unterteilen und wieder zu verbinden sind, ob und wieweit sie durch Gießen, Prägen oder Spanabheben ihre Form erhalten und welche Werkstoffe an den einzelnen Stellen die zweckmäßigsten sind, ist so sehr von den Eigenschaften und den Preisen der Werkstoffe, der Auflagezahl, den vorhandenen oder möglichen Einrichtungen der Fabrik oder der Baustelle, den Löhnen und den Bedingungen des Betriebes selbst abhängig, daß nur ganz gewiegte Fachleute im Einzelfalle die wirklich beste Lösung finden. Ein neuzeitliches Lehrbuch der Maschinenelemente muß aber wenigstens an Hand von Beispielen zeigen, wie man auf diese große Zahl der unabhängigen Veränderlichen als Konstrukteur Rücksicht zu nehmen hat, und hierin bewährt sich der Verfasser, der im allgemeinen sonst in den Wegen von Altmeister Bach geht, als erfahrener Pädagoge und Konstrukteur. Im ersten Bande, der zunächst nur die Verbindungselemente (Keile, Schrauben, Niete) und von den Leitungen nur die Füllstoffleitungen (für Flüssigkeiten und Gase) und ihre Übergänge zu den Gestängeleitungen (Kolben, Kolbenstangen und Stopfbüchsen) behandelt, ist das erste Drittel durch Abschnitte über Festigkeitslehre, Werkstoffkunde und allgemeine Gestaltung von Maschinenteilen ausgefüllt, die in vortrefflicher Weise den Boden für die Konstruktion vorbereiten.

Das Werk, das nach Inhalt und Ausstattung hervorragend ist, kann allen Konstrukteuren warm empfohlen werden, denen die Taschenbücher des Maschinenbaues (Hütte, Dubbel u. dergl.) wegen ihrer knappen Darstellung oder ihres beschränkten Inhaltes nicht mehr genügen.

Kutzbach.

Der Hindenburgdamm nach Sylt und die Landgewinnung an der Schleswigschen Westküste. (Heft 180 der Sammlung „Meereskunde“.) Von Ministerialrat R. Schmidt, Berlin. Berlin SW 1928. E. S. Mittler & Sohn, Verlagsbuchhandlung. Preis 1 R.-M.

Der Verfasser giebt eine kurzgefaßte, sehr anschauliche Beschreibung der Bauweise und der Ausführung des 11 km langen Dammes, der die Insel Sylt nunmehr mit dem Festlande verbindet.[2]) Der Bau wurde durch Sturmfluten, wechselnde Strömungen und Schlickbildung außerordentlich erschwert, doch gelang es der Bauleitung unter Verwendung eigenartiger, zum Teil ganz neuer Hilfsmittel, aller Schwierigkeiten Herr zu werden. Der Binnenländer, dem die Meeresverhältnisse an der Nordseeküste fremd sind, findet in dem mit zahlreichen Textbildern ausgestatteten Büchlein vielseitige Belehrung, auch über die Landgewinnungsverfahren an der Schleswigschen Westküste. Der glücklich vollendete Hindenburgdamm bezeugt den Sieg der Technik über die Elemente und kann als Vorbild gelten für ähnliche Seebauten, z. B. für die geplante Landfestmachung der Insel Rügen, die sich unter den wesentlich günstigeren Ostseeverhältnissen viel leichter durchführen lassen würde. Die Kosten des Hindenburgdammes haben 1700 R.-M./lfd. m betragen. Ctg.

[1]) Vergl. u. a. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 14, 16 u. f.
[2]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 6 u. 7.

Der Grundbau. Von Dr.-Ing. Joachim Schultze. I. Der Baugrund und die Baugrube. Sammlung Göschen. Mit 58 Abb. Berlin und Leipzig 1928. Walter de Gruyter u. Co. Preis 1,50 R.-M.

Das vorliegende erste Bändchen enthält zunächst allgemeine Angaben über die Tragfähigkeit des Bodens, über die einzelnen Bodenarten und ihre Beurteilung und über die Untersuchung des Baugrundes, es behandelt dann den Baugrubenaushub, die Einschließung der Baugrube, dabei besonders ausführlich hölzerne, eiserne und Eisenbetonspundbohlen, ferner offene Wasserhaltung und Grundwasserabsenkung und in einem kurzen Schlußabschnitte die Verbesserung von schlechtem Baugrunde. Entsprechend dem Zweck der Sammlung Göschen gibt der Verfasser nur eine Übersicht über das behandelte Gebiet mit einzelnen kennzeichnenden Beispielen. Die Theorie der Bodentragfähigkeit könnte kürzer und weniger mathematisch dargestellt werden, auch ist zweifelhaft, ob die ausführlichen Angaben über Erdarbeiten und Felssprengungen in ein Werk über Grundbau gehören. Im übrigen aber ist die Auswahl geschickt getroffen, die Darstellung ist übersichtlich, klar und wissenschaftlich genau. Lo.

Bauen in Frankreich, Bauen in Eisen, Bauen in Eisenbeton. Von Giedion. 139 Abb. Leipzig 1928. Verlag von Klinkhardt & Biermann. Preis kart. 8,50 R.-M., geb. 10,50 R.-M.

Das Buch schildert die Entwicklung des Bauwesens in Frankreich, besonders soweit Eisen und Eisenbeton daran beteiligt sind. Giedion vertritt die Auffassung, daß das „neue“ Bauen seinen eigentlichen Ursprung der Industrie verdankt, deren Anfänge nun fast 100 Jahre zurückliegen. Es ist die Zeit, in der die handwerkliche Erzeugung durch die industrielle allmählich verdrängt wurde — als es gelang, Eisen im großen herzustellen, das erst als Gußeisen, später als Walzeisen verwendet wurde —, die Zeit, als die Eisenbahnen aufkamen und ungeahnte Aufgaben im Brückenbau stellten. Bedeutungsvoll für die Entwicklung in Frankreich waren die vielen Ausstellungsbauten, Bahnhofshallen und Warenhäuser, fast alle noch von dekorativem Schmuck überwuchert, und am Ende dieses Abschnittes der Eiffelturm (1889), ein Meisterwerk seiner Zeit. Dann aber tritt ein Stillstand in der Entwicklung der Eisenbauten in Frankreich ein, der bedingt ist durch die zunehmende Verwendung des Eisenbetons, der die eigentliche Grundlage des neuen Bauens in Frankreich bildet. Aus dem unverhüllten Zeigen der konstruktiven Elemente des Wohnungsbaues, wie Balken, Stützen, Gesimse, Erker usw., erwächst der neue Baustil.

Das Buch ist nicht von einem Ingenieur geschrieben, sondern das Werk eines Kunstkritikers, der sich auf die Wiedergabe von Photos beschränkt. Trotzdem kann es auch dem Fachmann des Eisen- und Eisenbetonbaues mancherlei Anregung bieten. Prof. Dr.-Ing. Birkenstock.

Die nutzbaren Mineralien mit Ausnahme der Erze und Kohlen. Von Dammer und Tietze. 2. Auflage, bearbeitet von Dr. Bruno Dammer. 2. Band, 758 S. mit 128 Abbild. Stuttgart 1928. Verlag von Ferdinand Enke. Preis geh. 47 R.-M., geb. 50 R.-M.

Der soeben erschienene 2. Band gibt zusammen mit dem im vergangenen Jahre herausgegebenen 1. Bande eine umfassende Darstellung des gesamten Gebietes der nutzbaren Mineralien und ihrer technischen Verwertung. Die kurz vor dem Kriege erschienene 1. Auflage des Buches war infolge der umwälzenden Veränderungen des wirtschaftlichen Lebens als überholt zu betrachten, so daß in vielen Fällen die für die verschiedenen Mineralien gemachten Angaben nicht mehr zutrafen. Diesen Veränderungen hat die Neuauflage in weitem Maße Rechnung getragen. Die Produktionsangaben sind im allgemeinen auf die Jahre nach 1920 beschränkt.

Die Neuauflage hat eine wesentliche Erweiterung des Umfanges erhalten, indem mehrere Mineralien neu aufgenommen wurden, die in den letzten Jahren technische Bedeutung erlangt haben. Außerdem sind im Gegensatze zur Erstauflage nunmehr auch sämtliche Kali- und Magnesiasalze sowie außer dem früher bereits behandelten Asphalt auch die übrigen Bitumina, wie Erdgas, Erdöl und Ölschiefer besprochen, so daß nur noch die Erze und Kohlen von der Bearbeitung ausgenommen sind.

Das vorliegende Buch hilft einem bisher bestehenden Mangel ab, indem es die zahlreichen in der Literatur verstreuten Angaben über Lagerstätten und Verwendung der Mineralien sowie deren wirtschaftliche Verhältnisse übersichtlich zusammenfaßt und so ein wertvolles Nachschlagewerk schafft, das die früher schwierige Orientierung über irgendein Mineral außerordentlich erleichtert. Dr. B.

Eingegangene Bücher.

Die Deutsche Reichsbahn als Glied des europäischen Verkehrs. Von Geheimrat P. Wolf, Direktor der D. R. G., Berlin.

Nach einem Vortrag, gehalten im Verein für Eisenbahnkunde, am 20. März 1928. 33 S. Zu beziehen durch die Pressestelle der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft, Hauptverwaltung, Berlin W 8.

Luftgefahr und Luftschutzmöglichkeiten in Deutschland. Herausgegeben von Dr.-Ing. e. h. Dr. jur. Krohne. 83 S. Berlin W 35. 1928. Verlag Deutscher Luftschutz e. V.

Feststellungen über das Verhalten von SIKA-Verputzen gegenüber der Einwirkung von Kondenswassern in Heißwasser-Behältern. Von Prof. Dr.-Ing. h. c. M. Roš. 3 S. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 0,50 R.-M.

Eidg. Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. in Zürich. Bericht Nr. 24. **Die Portlandzemente** der Aargauischen Portlandzementfabrik Holderbank-Wildegg (Schweiz). Ergebnisse der Versuche an der Eidg. Materialprüfungsanstalt in den Jahren 1923 bis 1927. 51 S. mit 77 Abb. Zürich 1928.

Schweizerischer Verband für die Materialprüfungen der Technik. Bericht Nr. 6. Über die zerstörende Einwirkung schwefelhaltiger Verbrennungsgase auf Nickel. — Über das Verhalten von technischem Aluminium bei Kaltbearbeitung und Wärmebehandlung. Zürich 1927. 18 S. mit 26 Abb.

Desgl. Bericht Nr. 9. Über die Prüfung von Ölen und Schmiermitteln der Technik. Zürich 1928. 32 S. mit 30 Abb.

Calcul des Constructions continues au Moyen d'Abaques. Von Ingenieur M. Bricas. 24 S. mit Abb. Paris 1928. Verlag der Zeitschrift „Le Constructeur de Ciment Armé".

Stahl überall. Monatliche Werbeschrift. Herausgegeben von der Beratungsstelle für Stahlverwendung, Düsseldorf, Stahlhof. 1. Jahrg., Nr. 5. Mai 1928.

Das Stahlhaus. Von Rudolf Brackmeyer. 62 S. mit 36 Abb. Stuttgart 1928. Wissenschaftlicher Verlag Dr. Zaugg & Co. Preis 2,80 R.-M.

Deutscher Ausschuß für Technisches Schulwesen. **Lehrgang für Zimmerer,** für planmäßige, praktische Ausbildung und für den technischen Unterricht. Berlin 1928. 50 Lehrgangszeichnungen in Kartonklemmappe 2,50 R.-M.

Lehr- und Lernmittel für Berufs- und Fachschulen. Hensslins **Baustoffkunde.** Heft IVa: Baumetalle. 56 S. Wittenberg 1928. Zentralverlag für Berufs- und Fachschulen. Preis 1,60 R.-M.

Grundlagen für das Bauen in Stadt und Land. Von Georg Steinmetz. Bd. I. Körper und Raum. München 1928. Verlag Georg D. W. Callwey. 448 S. mit 1785 Abb. Preis geb. 24 R.-M.

Technische Hochschule Stuttgart. 3. **Technische Hochschulen und Forschungsstätten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika.** Rede, gehalten bei der akademischen Jahresfeier am 5. Mai 1928 von Prof. Dr.-Ing. R. Woernle. 15 S. Stuttgart 1928. Verlag von A. Bonz Erben. Preis 0,70 R.-M.

Fridericiana, Badische Technische Hochschule Karlsruhe. Vorlesungs-Verzeichnis Winter-Semester 1928/29.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Über die Nebenspannungen im Rhombenfachwerk. In der „Bautechnik" 1928, Heft 28, beurteilt Herr Prof. Dr.-Ing. Hartmann meine Arbeit „Beitrag zur Theorie der mehrteiligen Fachwerke" dahin, daß sie einen Sonderfall darstelle, aus dem keine allgemeinen Schlüsse gezogen werden könnten. Auch in früheren Zuschriften (s. „Die Bautechnik" 1927, Heft 55, und 1928, Heft 5) hat er die Arbeit als einen „Sonderfall mit denkbar günstigsten Annahmen" bezeichnet und daraus gefolgert, daß ihre Ergebnisse nicht beweiskräftig seien. Dieser Beurteilung der Arbeit muß ich entgegentreten, um einer unrichtigen Auffassung in den Fachkreisen vorzubeugen.

Den Untersuchungen lag ein Rhombenfachwerk von 28 m Spannweite zugrunde, das als zweigleisige Eisenbahnbrücke nach den Reichsbahnvorschriften für den Lastenzug N genau berechnet war, und zwar unter Benutzung der nach dem üblichen Gelenkverfahren ermittelten Einflußlinien. Unter Zugrundelegung einer zulässigen Spannung von 1400 kg/cm² ergaben sich die gewählten Querschnitte. Ist dabei eine große Gurtungshöhe gewählt, so kann dies nicht als äußerst günstig bezeichnet werden, da, wie ja allgemein bekannt ist, bei hohen Querschnitten die Randspannungen viel größer werden als bei niedrigen. Der Vergleich mit den von Herrn Hartmann erwähnten beiden ausgeführten Brücken gibt insofern kein klares Bild, als es sich in einem Falle (Murgbrücke) um eine Ausführung in St 48 mit nur 3,50 m Feldweite handelt, im andern Falle (Oderbrücke bei Cüstrin) um eine eingleisige Brücke.

Die Nebenspannungen des gewählten Systems waren nun für einen bestimmten Belastungsfall zu berechnen. Vergegenwärtigt man sich die zackigen Einflußlinien des Trägers, so ist klar, daß ein Lastenzug wegen der annähernd gleichförmigen Belastung in den einzelnen Knotenpunkten ein sehr günstiges Ergebnis liefern müßte. Diesen „denkbar günstigsten Fall" habe ich daher nicht zugrunde gelegt, sondern den Fall einer Einzellast in Brückenmitte, der (siehe Einflußlinien) weit ungünstiger ist als die wirklich vorkommende Belastung. Damit soll nicht bestritten werden, daß die Möglichkeit besteht, daß zwei ziemlich weit voneinander entfernt und symmetrisch stehende Einzellasten einen noch ungünstigeren, aber praktisch kaum denkbaren Fall darstellen. Ich beabsichtige, hierüber später ausführliche und zahlenmäßige Angaben zu veröffentlichen, da ich auch die Einflußlinien des als Rahmen aufgefaßten Rhombenfachwerks ermittelt habe.

Das Wesentliche der Arbeit aber ist, und darin liegt ihre allgemeine Bedeutung, daß in ihr nicht wie bei früheren Untersuchungen, z. B. von Patton und Hartmann selbst, bei der ersten Näherung nach dem Mohrschen Verfahren stehen geblieben wurde, sondern daß durch Ermittlung der zweiten Näherung untersucht ist, wie weit dieses übliche Näherungsverfahren bei diesem Tragwerk überhaupt konvergiert. Es ergab sich schlagend, daß das Verfahren stark divergiert, also in der ersten Näherung schon ganz falsch sein muß. Es blieb nichts anderes übrig, als den Träger als ein 36fach statisch unbestimmtes Rahmentragwerk durchzurechnen. Hier zeigte sich dann, daß die wirkliche Biegelinie wesentlich günstiger verläuft als die Biegelinie des Gelenkfachwerks (nicht aber nur „einheitlich gekrümmt", wie Herr Hartmann sagt) und daß die Nebenspannungen wesentlich geringer werden, als sie nach dem Mohrschen Verfahren erscheinen.

Der aus diesen Untersuchungen gezogene allgemeine Schluß (der einzige, der sich in der Arbeit findet!) lautet wörtlich:

„Es ist hiermit der Beweis geliefert, daß man zweiteilige Fachwerke nicht ohne weiteres unter die Fachwerke einreihen darf, d. h. daß man nicht mit dem üblichen Rüstzeug an ihre Untersuchung herantreten darf".

Herr Prof. Hartmann sagt demgegenüber:

„Es ist immer sehr gewagt, aus einem Sonderfall Schlüsse auf die Allgemeinheit zu ziehen; das tut aber Christiani in seiner Abhandlung selbst".

Es dürfte nun wohl niemand bestreiten können, daß, wenn auch nur in einem einzigen Sonderfalle das Versagen eines bisher als allgemein anwendbar betrachteten Verfahrens nachgewiesen wird, diese Feststellung von allgemeiner Wichtigkeit ist. Hätte Herr Hartmann dies seinerzeit schon gewußt, so hätte er in seinen Aufsätzen 1919 und 1923 außer der ganz nebensächlich eingestreuten Bemerkung,

„daß bei Fachwerken mit stark zickzackförmiger Biegelinie die Gurtsteifigkeit die Zacken vermindern dürfte",

auch dieser Tatsache Erwähnung getan. Er hätte dann gewiß nicht seine oft ausgesprochene Behauptung von der Minderwertigkeit der zweiteiligen Fachwerke auf die Ergebnisse gerade dieses Berechnungsverfahrens gründen können.

Eine Fülle an Rechenarbeit hätte erspart werden können, hätte man statt der vielen Durchrechnungen von zweiteiligen Fachwerken nach dem Näherungsverfahren nur einmal an einem dieser Beispiele die zweite Näherung vorgenommen, um festzustellen, ob das Verfahren konvergiert. Wahrscheinlich hätte dann Herr Hartmann seine vernichtenden Urteile über die zweiteiligen Fachwerke nicht ausgesprochen, wie er diese ja auch jetzt wesentlich gemildert hat, wenn er in seinem jüngsten Aufsatze zugibt, daß „tatsächlich die Nebenspannungen wesentlich geringer werden als beim Gelenkfachwerk".

Dr.-Ing. Christiani.

Erwiderung.

Zu der vorstehenden Zuschrift habe ich folgendes zu bemerken:

Die Angabe des Herrn Dr.-Ing. Christiani, daß bei hohen Querschnitten die Randspannungen viel größer werden als bei niedrigen, gilt nicht für solche Fachwerke, in denen der Biegewiderstand der Gurte gerade sehr wesentlich ist, wie beim Rhombenfachwerk. Wenn Herr Christiani anderer Meinung ist, so möge er das tun, was ich am Schlusse meines Aufsatzes in Heft 28 der „Bautechnik" empfohlen habe, nämlich einmal sein Rhombenfachwerk mit niedriger Gurthöhe berechnen, und zwar als eingleisige Brücke in Si-Stahl. Wenn eine ungebräuchliche Tragwerkart empfohlen wird, muß sie für alle vorkommenden Verhältnisse gut sein.

Daß der Fall einer Einzellast in Brückenmitte (unter dem Verbindungsstab) „weit ungünstiger" ist als die wirklich vorkommende Belastung, ist sicherlich unrichtig. Aus meinen zwei Biegelinien (Abb. 4a, S. 415) ist deutlich zu ersehen, daß zwei Einzellasten jedenfalls weit ungünstiger sind als die eine Einzellast unter dem Verbindungsstab in der Mitte. Dabei handelt es sich nicht so sehr um wirkliche Einzellasten, sondern es kommt nur darauf an, daß die Knotenpunkte 3, 3′ und 5 stark, die Knotenpunkte 4 und 4′ schwach belastet sind, wie dies beispielsweise für den bisherigen österreichischen Belastungszug I für die Anordnung Lokomotive—Tender—Lokomotive bei 4,3 m Knotenweite der Fall wäre. Der schwere deutsche Normenzug N ergäbe allerdings wegen der gleichmäßigen Lastabstände vielleicht eine gute Wirkung. Es ist aber zu bedenken, daß die Verteilung der Lasten wahrscheinlich ganz anders sein wird als in dem angenommenen Schema. Das wäre im allgemeinen wohl belanglos, aber gerade für das Rhombenfachwerk nicht. Dieses müßte man mit den wirklichen Laststellungen berechnen.

Herr Christiani hat sich der gewiß verdienstlichen Arbeit unterzogen, das Fachwerk als Rahmen zu berechnen. Für ihn handelt es sich aber ganz besonders darum (S. 12 seiner Abhandlung), „im Prinzip über die Wirkungsweise des Systems genauen Aufschluß zu erhalten". Dagegen wende ich mich, denn diesen Aufschluß gibt seine Berechnung nicht. Für jede andere Lage der Einzellast muß die Wirkung ungünstiger sein, ebenso für Lastgruppen in bestimmter Stellung.

Daß das Mohrsche Verfahren in gewissen Fällen divergiert, braucht man nicht erst am Rhombenfachwerk zu erproben. Auch Strebenfachwerke mit stark belasteten Hilfsständern zeigen diese Erscheinung, die darauf zurückzuführen ist, daß die Bedingung, die Mohr ausdrücklich als Voraussetzung für sein Verfahren annimmt (daß nämlich die Knotendrehwinkel algebraisch von der Stütze an stetig abnehmen) hinfällig wird, wenn die Biegelinie des Fachwerks wellenförmig verläuft. Aus diesem Grunde habe ich ja in meiner Abhandlung in der Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1923 für solche Fachwerke bereits den Einfluß der Gurtsteifigkeit auf die Nebenspannungen rechnerisch berücksichtigt, und zwar in einfachen, aber zutreffenden Näherungsformeln. Herr Christiani scheint diese Abhandlung, obwohl ich sie in letzter Zeit öfter erwähnte, noch immer nicht gelesen zu haben, denn er urteilt darüber so, als ob sie das gleiche enthielte wie die frühere von 1919. In der Abhandlung von 1923 sind mehrteilige Fachwerke im allgemeinen nicht behandelt, sondern es ist lediglich über die Rheinbrücke bei Thusis (Rhombenfachwerk) zu lesen:

„Daß die gemessenen Nebenspannungen hier nicht unwesentlich kleiner sind als die berechneten, ist daraus zu erklären, daß hier der Einfluß der Stabmomente auf die Formänderungen des Fachwerks nicht mehr zu vernachlässigen ist".

Ich brauchte also nicht erst auf die Arbeit von Herrn Christiani zu warten, um dies zu erkennen; ich hatte es damals sogar schon für di heute üblichen Strebenfachwerke mit Hilfsständern und steifen Gurte erkannt und in derselben Abhandlung dafür die erwähnte Berechnun unter Berücksichtigung der Gurtsteifigkeit gegeben. Mich mit der genaue re

Berechnung mehrteiliger Fachwerke zu befassen, hielt und halte ich für entbehrlich. Sie sind nach meiner Überzeugung verwerflich, und daran ändern günstige Sonderfälle nichts. Jedenfalls sind die wenigen Messungen an der Brücke von Thusis allein schon eine ernste Warnung.

Wien, im Juli 1928. Prof. Hartmann.

Abstützung von Druckstäben.

I.

In der „Bautechnik" 1928, Heft 19 erwähnt Herr Dipl.-Ing. L. Kulka in einer Schlußbemerkung zu seinem Aufsatze meine Arbeit in der „Bautechnik" 1927, Heft 51.

Den Grundgedanken der Abhandlung Kulkas, daß die Knickgrenze dann erreicht ist, „wenn die Summe der in der Richtung einer angenommenen kleinen Ausbiegung c wirkenden Kräfte $A+$ gerade ebenso groß ist wie die Summe $A-$ der entgegenwirkenden Kräfte", habe ich in meiner Abhandlung für einen Sonderfall in der Form ausgedrückt (S. 748, Zeile 21 bis 24), daß der Knickfall vorliegt, wenn die spezifischen Widerstände des Rahmens und der Strebe gleich sind $\left(k = \delta_a \text{ oder richtiger } \frac{1}{k} = \frac{1}{\delta_a}\right)$. Kulka hat die Formeln für die „spezifischen Widerstände" für alle vorkommenden Fälle zusammengestellt und damit ein wertvolles Hilfsmittel für solche Untersuchungen geschaffen. Er behandelt dann nur den Knickfall; dabei ist jedoch zu beachten, daß Überbeanspruchungen, wie mein Beispiel zeigt, infolge der wirklichen Ausbiegung eines Druckstabes aus der Trägerebene unabhängig von der Knickgrenze weit vorher eintreten können.

Die in dem den Obergurtstab stützenden Hilfspfosten auftretende Kraft, die Kulka zu $\frac{O}{100}$ schätzt, läßt sich nach dem in meiner Abhandlung angegebenen Verfahren auf folgende Weise einwandfrei berechnen:

Wir denken uns den Pfosten vom Obergurtstab gelöst (Abb. 2a und 2b) und bezeichnen, entsprechend meiner früheren Abhandlung, mit δ'

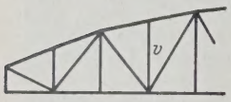


Abb. 1.

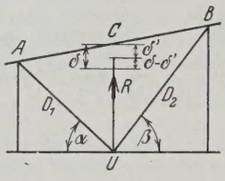


Abb. 2a.

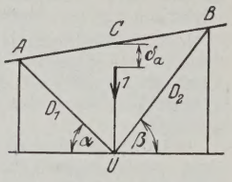


Abb. 2b.

die senkrechte Verschiebung des oberen Pfostenendes gegen C unter der Fachwerkbelastung; δ_a die senkrechte Verschiebung des oberen Pfostenendes gegen C unter einer hier angreifenden Last 1; δ die wirkliche Ausbiegung des Obergurtstabes. Dann ist die Stützkraft des Pfostens:

$$R = \frac{1}{\delta_a}(\delta - \delta'). \tag{1}$$

Der Wert δ' ergibt sich aus der Verlängerung der Streben D_1 und D_2 unter der Fachwerkbelastung; die Verlängerungen nennen wir ΔD_1 und ΔD_2. Dann ist, wie sich aus einem Verschiebungsplan leicht herleiten läßt:

$$\delta' = \frac{\Delta D_1 \cos\beta + \Delta D_2 \cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)} \tag{2}$$

und für den Sonderfall $\alpha = \beta$:

$$\delta' = \frac{\Delta D_1 + \Delta D_2}{2\sin\alpha}. \tag{2a}$$

Der Wert δ_a ergibt sich entsprechend aus den Verlängerungen der der Streben D_1 und D_2 unter der Belastung des Fachwerks mit 1 im Punkte U, die mit $\Delta' D_1$ und $\Delta' D_2$ bezeichnet werden, und aus der Verkürzung des Pfostens unter der an seinem oberen Ende angreifenden Last 1. Dann ist

$$\delta_a = \frac{\Delta' D_1 \cos\beta + \Delta' D_2 \cos\alpha}{\sin(\alpha+\beta)} + \frac{1\,h}{E\,F_v}, \tag{3}$$

und für den Sonderfall $\alpha = \beta$

$$\delta_a = \frac{\Delta' D_1 + \Delta' D_2}{2\sin\alpha} + \frac{1\,h}{E\,F_v}. \tag{3a}$$

Der unter der Wirkung des Eigengewichts, der achsialen Kraft O und der Stützkraft R verbogene Obergurtstab hat nun das Belastungsschema der Abb. 3, wenn man zur wesentlichen Vereinfachung der Entwicklung sein Eigengewicht G durch eine in der Mitte angreifende Einzellast $P = \frac{5}{8}G$ ersetzt, die dieselbe Durchbiegung in der Mitte erzeugt, wie das gleichmäßig verteilte Eigengewicht. Es ergibt sich dann nach Gl. 12 meiner früheren Abhandlung:

$$\delta = (R - P)\,k \text{ oder } R = \frac{\delta}{k} + P, \tag{4}$$

wobei, entsprechend Gl. 11 derselben Abhandlung,

$$k = \frac{a}{2O}\left(\frac{l}{a} - \operatorname{tg}\frac{l}{a}\right) \tag{5}$$

ist, wenn man $a = \sqrt{\frac{EJ}{O}}$ setzt.

Aus Gl. 1 und 4 erhält man nun

$$\frac{\delta}{k} + P = \frac{\delta - \delta'}{\delta_a}, \text{ also } \delta = \frac{k\,\delta' + P\,\delta_a}{k - \delta_a}$$

und nach Gl. 4

$$R = \frac{\delta' + P\cdot\frac{\delta_a}{k}}{k - \delta_a} + P.$$

Das Ausknicken des Obergurtstabes nach zwei Halbwellen kann theoretisch, wie ich in meiner Erwiderung in der „Bautechnik" 1928, Heft 8 gezeigt habe, nur bei $R = 0$, $\delta' = 0$ und $\delta = 0$ eintreten; auch Kulka bemerkt ja, daß die Abweichung des Punktes C von der Geraden AB theoretisch unendlich klein sein müsse. In Wirklichkeit tritt, da in diesem Falle im allgemeinen $\pi > \frac{l}{a} > \frac{\pi}{2}$ ist, die in Abb. 3 skizzierte Biegelinie ein, während der Knickfall erst bei erheblich höherer Belastung eintritt. Aber auch bei zufälligem Umschlagen in zwei Halbwellen ist

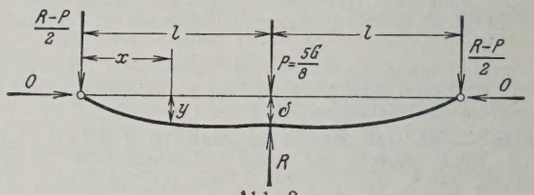


Abb. 3.

der Obergurtstab durch die Bedingung, daß er auf die Länge l knicksicher sein soll, gegen Ausknicken gesichert.

Auch der Obergurtstab erhält durch seine Verbiegung Zusatzspannungen, die aber in diesem Falle gering sind und in das Kapitel der Nebenspannungen gehören.

Der größte Wert δ' und die größte Kraft O im Obergurtstab treten nahezu bei derselben Belastung, also gleichzeitig auf. Krabbe.

II.

Die Abhandlung des Herrn Dipl.-Ing. L. Kulka in der „Bautechnik" 1928, Heft 17 u. 19 (zusammen mit der in der „Bautechnik" 1926, Heft 42) füllt eine vielfach empfundene Lücke aus; sie gibt verhältnismäßig einfache und doch ausreichend wissenschaftlich begründete Verfahren zur Berechnung der elastisch gestützten Druckstäbe und erleichtert wesentlich deren Anwendung durch Zahlentafeln.

Die Anwendung des Verfahrens auf einen mir vorliegenden Fall veranlaßt mich zu folgenden Bemerkungen:

1. Die Formel in Heft 17, S. 234 unten:

$$\varphi_s = \pi\cdot\frac{\lambda_s}{\lambda_k}$$

kann durch folgende einfache Überlegung gewonnen werden:

Die Knickkraft des gestützten Druckstabes senkrecht zur Trägerebene ist:

$$S_k = \frac{\varphi_s^2\,TJ_y}{s^2} = \frac{\pi^2\,TJ_y}{s'^2},$$

wobei $s' = s\cdot\frac{\pi}{\varphi_s}$ als die Knicklänge eines freien Stabes von gleichen Abmessungen und gleicher Knickkraft wie der gestützte Stab aufgefaßt werden kann. Hieraus ergibt sich

$$\varphi_s = \pi\cdot\frac{s}{s'} = \pi\cdot\frac{\lambda_y}{\lambda_k},$$

wobei $\lambda_s = \lambda_y = \frac{s}{i_y}$, $\lambda_k = \frac{s'}{i_y}$ ist.

2. Fordert man bei neuen Brücken gleiche Sicherheit gegen Ausknicken in der Trägerebene und senkrecht dazu, so tritt λ_x an Stelle von λ_k; bei gleicher Knicklänge für λ_y und λ_x wird $\varphi_s = \pi\cdot\frac{i_x}{i_y}$.

In den von Kulka gewählten Beispielen ist $\lambda_y < \lambda_x$, $i_y > i_x$; nicht behandelt ist der bei neuen Brücken vorkommende Fall, daß $i_y < i_x$, $\lambda_y > \lambda_x$. Hier würde die Anwendung der Gleichung

$$\varphi_s = \pi\cdot\frac{\lambda_y}{\lambda_x} \quad \text{oder} \quad \varphi_s = \pi\cdot\frac{i_x}{i_y}$$

Werte von $\varphi_s > \pi$ ergeben, was nur für eingespannte Stabteile in Betracht kommt. Für nicht eingespannte Stabteile ist als Grenzwert $\varphi_s = \pi$ der Berechnung von A_s zugrunde zu legen, und auf gleiche Sicherheit in der Trägerebene und senkrecht dazu zu verzichten.

3. Bei bestehenden Brücken ist ebenfalls vom Grundsatze gleicher Sicherheit abzusehen. Vor Anwendung des Verfahrens im Beispiel 3, Heft 19, S. 259, nach dem der vorhandene Sicherheitsgrad durch Probieren ermittelt wird, ist in manchen Fällen folgender Weg zu empfehlen:

Nach den B. E., S. 39, ist

$$\lambda_k = \sqrt{(\sigma_{zul} - \sigma_d)\,2\,p},$$

wobei $\sigma_d = \frac{S}{F}$ ist; oder $\omega = \frac{\sigma_{zul}\,F}{S}$, hieraus λ_k nach B. E., Tafel 16, S. 38. Zum Beispiel ergibt sich im Beispiel 1, Heft 19, S. 258 (wobei die Zahlen mit dem gewöhnlichen Rechenschieber errechnet sind):

$$\sigma_d = \frac{1417}{914{,}2} = 1550 \text{ kg/cm}^2,$$

$$\lambda_k = \sqrt{\frac{1820 - 1550}{0{,}1228}} = 47;$$

oder

$$\omega = \frac{1820 \cdot 914{,}2}{1417} = 1{,}17,$$

$\lambda_k = 47$ nach B. E., Tafel 16,

$$\varphi_s = \pi \cdot \frac{s}{\lambda_k i_y} = \frac{1060{,}7}{47 \cdot 31{,}25} \cdot \pi = \frac{33{,}9}{47} \cdot \pi = 0{,}72\,\pi$$

statt $0{,}87\,\pi$, wie bei gleicher Sicherheit gegen Ausknicken in der Trägerebene und senkrecht dazu errechnet wurde.

Der erforderliche Sicherheitsgrad für die Berechnung von A_s ist

$$\nu_{\text{erf}} = \frac{3120}{1820 - 0{,}1228 \cdot 47^2} = 2{,}02,$$

$$A_s = \frac{2 \cdot 2{,}02 \cdot 1417}{1060{,}7} \cdot \Phi = 5{,}4\,\Phi;$$

nach Tafel 2, S. 235 in Heft 17 ist $\Phi = \frac{1{,}8711}{2{,}8711} = 0{,}651$, also

$$A_s = 5{,}4 \cdot 0{,}651 = 3{,}52 \text{ t/cm}$$

statt 4,643 t/cm; bei einer bestehenden Brücke würde daher

$$A = 3{,}52 + 0{,}24 = 3{,}76 \text{ t/cm}$$

statt $A = 4{,}882$ t/cm ausreichen.

4. Unter Umständen kann es zweckmäßig sein, aus den gegebenen Werten für A (z. B. der vorhandenen Rahmensteifigkeit $A = \frac{E}{\frac{b\,v^2}{2\,J_q} + \frac{v'^3}{3\,J_v}}$) das zulässige Labilitätsmaß φ_s oder die erforderliche freie Knicklänge des gestützten Druckstabes zu bestimmen. Dieses Verfahren hatten die früheren badischen Staatseisenbahnen in ihren Vorschriften vom Jahre 1917 auf Grund der Abhandlung von Engeßer im Zentralbl. d. Bauverw. 1909, S. 178 ff., für die Berechnung der Druckgurte offener Brücken eingeschlagen.

Die dort vorgeschriebene Formel ergibt sich nach den vorstehenden Überlegungen und Bezeichnungen wie folgt, wobei statt s die Feldweite a eingesetzt ist.

Nach Engeßer ist $\nu S = 2\sqrt{\frac{T J_y A}{a}}$; da außerdem

$$\nu S = \frac{\varphi^2 T J_y}{a^2} = \frac{\pi^2 T J_y}{a'^2}, \quad a' = a \cdot \frac{\pi}{\varphi},$$

so wird die erforderliche freie Knicklänge der Gurtung:

$$a' = \pi \sqrt[4]{\frac{T J_y a}{4 A}}, \quad \lambda_{k\,\text{erf}} = \frac{a'}{i_y} = \pi \sqrt[4]{\frac{T F^2 a}{4 J_y A}};$$

wird hierbei die ungünstige Annahme gemacht, daß in dem Ausdruck von A für E der Knickmodul T einzuführen wäre, so erhält man die Formel der früheren badischen Vorschrift.

Durch eine ähnliche Überlegung kann auch die Formel 8 in der „Bautechnik“ 1926, Heft 42, S. 622, gewonnen werden:

$$A_{\text{erf}} = \frac{\nu^2 S^2}{4} \cdot \frac{a}{T J_y} = \frac{\nu S}{4\,a} \cdot \frac{a^2 \nu S}{T J_y} = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{\nu S}{a} \cdot \frac{\varphi^2}{\pi^2}$$

$$= \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{\nu S}{a} \cdot \frac{a^2}{a'^2} = \frac{\pi^2}{4} \cdot \frac{\nu S}{a} \left(\frac{\lambda_a}{\lambda_k}\right)^2,$$

wobei statt der in der Formel 8 gebrauchten Bezeichnung λ_i die bisherige Bezeichnung λ_k gebraucht wurde. Knittel.

Erwiderung.

Wenn ich mich in meinem in der „Bautechnik“ 1926, Heft 42 erschienenen Aufsatze gegen die Behandlung eines Stabilitätsproblems durch bloße Nachrechnung gewisser Spannungen wendete, so stimme ich anderseits der von Herrn Krabbe aufgestellten Forderung grundsätzlich zu, daß neben der Stabilitätsuntersuchung auch ein Festigkeitsnachweis zu führen ist. Da jedoch in dem durch den Druckstab und seine elastische Stützung gebildeten System die Spannungen nicht im gleichen Verhältnis wachsen wie die Belastung, so kann aus den für die Gebrauchslasten errechneten Spannungen nicht auf den Sicherheitsgrad geschlossen werden. Ich möchte deshalb für die Durchführung des Festigkeitsnachweises die Forderung aufstellen, daß für eine im Verhältnis der Streckgrenze zur zulässigen Beanspruchung, also rd. auf das 1,7fache gegenüber den Gebrauchslasten gesteigerte Belastung die Streckgrenze (Arbeitsfestigkeit) nicht überschritten werden dürfe. (Vgl. Bleich, Theorie und Berechnung eiserner Brücken, S. 116). Diese Forderung bietet auch die Möglichkeit, die Selbsthilfe des Baustoffes zu berücksichtigen.

Bei Berechnung der durch die Druckkraft und eine Querlast verursachten Spannungen wäre nicht die Überschlagformel der BE

$$\sigma = \frac{\omega S}{F} + \frac{M}{W},$$

sondern einfach die Beziehung

$$\sigma = \frac{S}{F} + \frac{M}{W}$$

anzuwenden, wenn unter M die tatsächlichen Biegungsmomente verstanden werden, die aus der Zusammenwirkung der Druckkraft mit der Querlast entstehen.

Rechnet man nach der zweiten Formel, so bleibt die Beanspruchung der Strebe in dem von Herrn Krabbe gebrachten Beispiel („Die Bautechnik“ 1927, Heft 51) für Gebrauchslasten unter der zulässigen Spannung.

Im Beispiel 1 meines Aufsatzes in der „Bautechnik“ 1928, Heft 19, woselbst die von Herrn Krabbe behandelte Stützung eines Druckstabes durch einen oben offenen Halbrahmen vorliegt, habe ich nur den bei der verlangten Knicksicherheit erforderlichen Rahmenwiderstand angegeben. Ich beabsichtige, die Querschnittsermittlung des Halbrahmens an anderer Stelle in einem Zahlenbeispiel nachzuholen.

Die von Herrn Krabbe erwähnte Möglichkeit der Berechnung der Belastung eines den Obergurt in der Hauptträgerebene stützenden Pfostens habe ich selbst schon verfolgt, von einer Mitteilung aber deshalb abgesehen, weil die Stützkraft im Pfosten außer von den elastischen Verschiebungen noch von der durch die Herstellung bedingten Abweichung des Obergurtstabes von der geraden Form beeinflußt wird, und dieser Einfluß doch wieder nur geschätzt werden kann. Es dürfte kein dringender Anlaß vorliegen, das von Gerber aus rein praktischen Erwägungen angegebene $\frac{S}{100}$-Verfahren der BE in dem betrachteten Falle durch eine andere Berechnungsweise zu ersetzen.

Auf die bemerkenswerten Ausführungen des Herrn Knittel möchte ich hier nur noch insoweit eingehen, als es sich um den Wert für das Labilitätsmaß φ handelt. Ich habe in der „Bautechnik“ 1926, S. 622 die allgemein gültige Beziehung abgeleitet:

$$\frac{\varphi}{\pi} = \frac{\lambda_a}{\lambda_i},$$

die mit den Bezeichnungen meines Aufsatzes „Bautechnik“ 1928, Heft 17 und 19 in die Form

$$\varphi_s = \pi \cdot \frac{\lambda_s}{\lambda_k}$$

übergeht. Dabei bedeutet λ_a bezw. λ_s den gewöhnlichen Schlankheitsgrad des Einzelstabes für sein Ausknicken aus der Trägerebene und λ_i bezw. λ_k den der verlangten Knickspannung mittels der Knickspannungslinie zugeordneten Schlankheitsgrad eines gedachten Druckstabes.

Im weiteren Verlauf meines Aufsatzes in der „Bautechnik“ 1926, Heft 42 habe ich für λ_i den für die gewöhnliche Bemessung des Einzelstabes auf Druck maßgebenden Schlankheitsgrad

$$\lambda = \frac{s_k}{i}$$

gesetzt, was für volle Ausnutzung des Druckstabes zutrifft. Daraus geht aber hervor, daß der Wert

$$\frac{\varphi}{\pi} = \frac{\lambda_y}{\lambda_x}$$

nur dann anzuwenden ist, wenn der Schlankheitsgrad λ_x des Einzelstabes für dessen gewöhnliche Bemessung auf Druck maßgebend ist, also

$$\lambda_x > \lambda_y.$$

In dem von Herrn Knittel herangezogenen Beispiel eines einwandigen Druckstabes mit $\lambda_x < \lambda_y$ ist also folgerichtig unter Annahme einer vollen Ausnutzung des Druckstabes

$$\lambda_s = \lambda_k = \lambda_y$$

und damit, wie Herr Knittel bemerkt, $\varphi = \pi$ zu setzen.

Falls, wie bei einwandigen Blechbogenträgern, der Querschnitt durch die größten in ihm wirkenden Druckkräfte ohne Berücksichtigung der gleichzeitig wirkenden Biegungsmomente nicht ausgenutzt ist, muß, um beim Nachweise der seitlichen Knicksicherheit nicht zu große Rahmenabmessungen zu erhalten, auf die allgemeine Formel

$$\frac{\varphi}{\pi} = \frac{\lambda_a}{\lambda_i}$$

zurückgegriffen und für λ_i das der verlangten Knickspannung

$$\sigma_k = \frac{\psi N}{F}$$

in der Knickspannungslinie entsprechende Schlankheitsverhältnis gesetzt werden, wenn N die größte auftretende Normalkraft unter der Gebrauchslast bedeutet, also für den Bogenscheitel den Horizontalschub und ψ die verlangte Knicksicherheit. L. Kulka.

Der Einkauf von Rostschutzfarben.

Zu der in der „Bautechnik“ 1928, Heft 14, S. 200 u. 201 veröffentlichten Erwiderung des Herrn Reichsbahnrat Hülsenkamp auf die Zuschrift des Herrn Geheimrat Prof. Eibner äußert sich dieser wie folgt:

1. Herr Hülsenkamp schreibt auf S. 201 unter II u. a.: „Ich habe gesagt: ‚Leinölfarben nehmen nach den Forschungen von Prof. Eibner Wasser auf‘. Prof. Eibner dagegen sagt: ‚Reine Leinölfilme nehmen zwar unter Quellung Wasser auf‘. Ich überlasse es dem Leser, den Unterschied herauszusuchen“.

Hiermit ist aber aus meiner Äußerung (S. 200, Zeile 2 v. u. bis S. 201, Zeile 6 v. o.) nur ein Satz willkürlich herausgegriffen; Wesentliches ist einfach weggelassen. Der Leser ist somit außer Stand gesetzt, den Unterschied zwischen meiner ganzen veröffentlichten Äußerung und ihrer unvollständigen Wiedergabe durch Herrn Hülsenkamp zu erkennen, wenn er nicht etwa aus meinem Buche „Über fette Öle“, S. 172, schon im Jahre 1922 entnommen hatte, welch grundsätzlicher Unterschied zwischen Leinölfilmen und Leinölfarbfilmen in bezug auf Hydrophilie im allgemeinen besteht und im besonderen dann, wenn die Pigmente basische Bleifarben

sind. In seiner Entgegnung nimmt Herr Hülsenkamp noch an, der heutige Leser erkenne keine anstrichtechnischen Unterschiede zwischen Leinölfilmen und Leinölfarbfilmen, bezw. sogar keine zwischen ersteren und Leinölbleiweiß- sowie Leinölmennigefilmen.

2. Herr Hülsenkamp nahm an, ich hätte den Vortrag des Herrn Prof. Palmaer über die Schädlichkeit bestimmter Verunreinigungen in Mennige zu Unrecht angezogen. Als früherem Dezernenten für Farben beim E.Z.A. ist es Herrn Hülsenkamp aus Untersuchungen, die das E.Z.A. bei der V.A.f.M. in München veranlaßte, vielleicht bekannt, daß in Anstrichfarben vorhandene Chlorionen die Eisenschutzwirkung dieser Farben herabsetzen, und daß im Handel sich Sorten trockener Mennige befinden, die bis 0,6% an wasserlöslichen Chloriden enthalten und eine Beschleunigung der Korrosion des Eisens herbeiführten. Prof. Palmaer hat gezeigt, daß schon mit 0,5% normaler Chlorkalziumlösung das Rosten 12 mal schneller auftritt, als in chlorionenfreier Lösung (Korr. u. Metallschutz 1926, S. 60). Solche Konzentrationen können bei auf nassem Wege hergestellten unreinen Mennigesorten auftreten. Herr Hülsenkamp übersah also, daß durch das Zugeständnis von 2% an Verunreinigungen in Handelsmennigen auch Gehalte von 0,6% an Chloriden zum Schaden des Eisenschutzes durch Anstrich zugelassen sind. Die Auffassung des Herrn Hülsenkamp: „2% Verunreinigungen schaden auch nichts" entspricht daher wegen Nichtausschlusses der nachgewiesenen schädlichen Chloridgehalte weder unseren heutigen wissenschaftlichen Erkenntnissen noch dem Entwurf der besonderen Bedingungen für die Lieferung von Farben für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahngesellschaft.

3. Herr Hülsenkamp sagt ferner: „Bezüglich des Gehaltes an Bleisuperoxyd übersieht Prof. Eibner, daß es sich bei den 30% um einen Mindestgehalt handelt". Diese Äußerung beruht auf falscher Annahme. Auch ich hielt diese Zahl bei Bleimennige für den zulässigen Mindestgehalt an Bleisuperoxyd. Gegenwärtig handelt es sich aber nicht mehr um diese Zahl, sondern um Feststellung des Höchstgehaltes, um Handhabe gegen das Anwachsen der Verunreinigungen zu erhalten. Maßgebend ist die Tatsache, daß es Handelsmennigesorten mit 33 bis 34% Bleisuperoxyd gibt. In diesem Sinne gewinnt der theoretische Gehalt andere Bedeutung, als Herr Hülsenkamp sie ihm zuschreibt, um die Zulassung von 2% Verunreinigungen zu stützen, von denen angenommen wird, daß sie nur aus unschädlichen Bestandteilen beständen.

4. Zur Frage „Ölgehalte angeriebener Farben" schreibt Herr Hülsenkamp: „In den nächsten Sätzen meint Prof. Eibner, daß ich mich bei meiner Kritik des hohen Ölgehaltes der feinkörnigen Bleimennige irre". Hierzu verweise ich hier nur auf meine Ausführungen im Buche „Über fette Öle", S. 315, im Jahre 1922 und auf meinen von Herrn Hülsenkamp kritisierten Aufsatz in der „Bautechnik" 1927, Heft 46. Näheres Eingehen erlaubt der hier verfügbare Raum nicht. Dagegen lade ich Herrn Hülsenkamp ein, an anderer Stelle meine obenbezeichneten Arbeiten und die daraus gezogene Auffassung Punkt für Punkt zu widerlegen, da wir beide im Auftrage des E.Z.A. und des Fachausschusses für Anstrichtechnik die Verpflichtung übernahmen, die Anstrichtechnik durch Forschung zu fördern. An dieser Stelle führe ich nur an, daß die Frage des Ölverbrauches beim Farbenreiben deshalb noch jetzt umstritten ist, weil man von dem ungleichen Ölverbrauch der Gewichtseinheiten trockener Farben von verschiedenem spez. Gewicht und Porenvolumen beim Farbenreiben noch immer irrtümlich auf ebenso ungleichen Verbrauch der angeriebenen Farben beim Streichen schließt. Ohne diesen Gegenstand zu erschöpfen, bringt Herr Hülsenkamp in seiner Entgegnung folgenden anscheinend neuen Gedanken: „Es ist doch klar, daß eine Farbe mit 28 T. Leinöl und 72 T. Bleimennige (Verh. 1:2,6) zum mindesten in der ersten Zeit des richtigen (?) Durchtrocknens weicher und empfindlicher sein muß, als eine solche mit 16 T. Leinöl und 84 T. Bleimennige (Verh. 1: 5,2)".

Damit zeigt Herr Hülsenkamp, daß er noch auf dem alten unrichtigen Standpunkte steht, die aus gleichen Gewichtsmengen zweier Farbstoffe von ungleichem Dispersionsgrade mit Öl erhaltenen ungleichen Volumina der angeriebenen Farben mit den annähernd gleichen Volumen zu verwechseln, die man von beiden beim Streichen verbraucht, woraus sich der technische Nutzeffekt der größeren Ausgiebigkeit der aus der hochdispersen trockenen Farbe erhaltenen Ölfarbe ergibt. Der von Herrn Hülsenkamp angeführte angebliche Nachteil letzterer Farbe, in der ersten Zeit des Durchtrocknens weicher und empfindlicher zu sein als die Ölfarbe aus gröber disperser Trockenfarbe, wird von ihm also irrtümlich auf höheren Ölgehalt dieser Farbe zurückgeführt. Die Ursache dieses anfänglichen Weichertrocknens ist in Wirklichkeit die Teilchenfeinheit des hochdispersen basischen Bleifarbstoffes. Daß dieser Weichheit die stärkere Bleiseifenbildung in dieser Farbe als günstiges Moment gegenübersteht und daß dadurch erstere nach sehr kurzer Zeit in Festigkeit und weitgehende Wasserabweisung des Films übergeht, ließ Herr Hülsenkamp unerörtert.

Wie die Überlegenheit der fein verteilten Mennige zustande kommt, ist in der Veröffentlichung von Eibner und Laufenberg in „Korr. und Metallschutz" 1928, Heft 5, S. 107, näher ausgeführt.

Herrn R.B.R. Hülsenkamp unterlaufen weitere Irrtümer, wenn er schreibt, Prof. Eibner habe das Verhältnis streichfertiger Mennige mit 1:2,3 angegeben. Herr Hülsenkamp glaubt hier die Volumina gleicher Gewichtsmengen an trockener und angeriebener Mennige gleichsetzen zu können. Aus meiner angezogenen Veröffentlichung geht aber hervor, daß dort die Gewichtseinheiten trockener Mennigesorten in Rede stehen.

Daß das Volumverhältnis dieser Farben in abgeriebenem Zustande das gleiche bleibe, wurde von mir nie behauptet. Aus dem Prospekt der Firma Th. Goldschmidt A.-G. geht hervor, daß das Volumverhältnis der angeriebenen Farben 1:1,5 ist, also tatsächlich ähnlich, wie Herr Hülsenkamp es errechnete, nämlich zu 1:1,4. Auf Grund seiner Berechnungen gelangt aber Herr Hülsenkamp zu dem überraschenden Ergebnis, daß der fiktive Unterschied der Volumina 2,3:1,4, d. h. $^9/_{23}$ des Volumens der streichfertigen Farbe aus Luft bestände.

Herr Hülsenkamp berichtet weiter: „Eibner stellte fest, daß hiernach also auf 1 cm² gestrichene Fläche bei gleicher Schichtdicke lagern: bei a) 107 g grobkörniger Mennige und 21,7 g Leinöl und b) 41 g feinkörniger Mennige und 16,4 g Leinöl".

Ich habe aber nirgendwo behauptet, daß bei geringerem Aufwand an Farbstoff und Bindemittel die Schichtdicke des Anstriches gleich sei jener eines Aufstriches, der mehr Farbe und Bindemittel enthält. Herr Hülsenkamp scheint gleiche Schichtdicke mit gleicher Deckwirkung zu verwechseln. Infolge des geringeren Farbenaufwandes an hochdisperser Mennige wird der Farbfilm allerdings dünner als bei handelsüblicher Mennige. Hier kennzeichnet sich aber gerade wieder ein technischer Vorteil des ersteren Materials. Das Ideal eines Ölfarbenanstrichs wird heute nach E. Liebreich und Joh. Scheiber in möglichst dünnem, aber homogenem Farbfilm erblickt. (Vergl. Liebreich und Spitzer, Zeitschr. f. E. Ch. 1912, S. 94, Joh. Scheiber, Farbe und Lack 1925, S. 256).

Herr Hülsenkamp äußert weiter noch folgendes: „Ich gebe zu, daß Herr Prof. Eibner Recht hat, daß die absoluten Mengen an Leinöl bei b, (d. h. bei hochdisperser Mennige) etwas kleiner sind. Wenn Herr Prof. Eibner das für einen Vorteil hält, so will er damit sagen, daß bei einer kleineren Leinölmenge ein kleinerer Wasserspeicher vorhanden ist".

Das ist nicht nur meine Meinung, sondern jene aller Fachleute, die über die Hydrophilie der Öl- und Ölfarbenfilme experimentelle Befunde aufgestellt haben. Unmittelbar darauf fährt Herr Hülsenkamp aber fort: „Er (Eibner) übersieht aber, daß dieser kleinere Wasserspeicher durch den Lufteinschluß erst recht ein Schwammgebilde geworden ist".

Herr Hülsenkamp wird hier die Existenz eines „Schwammgebildes" nicht beweisen können. Bei einer großen Anzahl sachgemäß ausgeführter Anstriche habe ich niemals ein „Schwammgebilde" oder irgendwelche Luftbläschen beobachten können. —

Zu der Erwiderung des Herrn Hülsenkamp in Heft 22, S. 302, auf die erste Berichtigung der Th. Goldschmidt A.-G. bemerke ich, daß, da Herr Hülsenkamp mit der falschen Annahme gleicher Schichtdicken arbeitet und die Volumina streichfertiger Farben mit jenen des trockenen Pulvers verwechselt, seine Behauptung, es handle sich entweder um ungleichmäßiges Material oder um einen Irrtum meinerseits, der Begründung entbehrt. Der Irrtum liegt auf Seiten des Herrn Hülsenkamp.

Prof. Dr. Eibner.

Erwiderung.

Ich verzichte an dieser Stelle auf die notwendige sachliche Erwiderung und werde der Einladung des Herrn Geheimrat Prof. Dr. Eibner folgen, an anderer Stelle unsere Meinungsverschiedenheiten zu klären.

Reichsbahnrat Hülsenkamp.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: der Reichsbahnoberrat Sorger, Mitglied der R. B. D. Dresden, ist vom sächsischen Ministerium für Volksbildung zum außerordentlichen Professor an der Technischen Hochschule in Dresden ernannt worden.

Verliehen: dem Reichsbahnoberrat Biebrach, Werkdirektor des R. A. W. Stargard (Pom.), wurde vom preußischen Staatsministerium die Rettungsmedaille am Bande verliehen.

Versetzt: der Direktor bei der Reichsbahn Bathmann von der R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder) zur R. B. D. Erfurt, Reichsbahnoberrat Liebtrau von der R. B. D. Erfurt zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), die Reichsbahnräte Ott von der R.B.D. Erfurt nach Dermbach als Leiter des neuerrichteten Neubauamts, Wilhelm Leisner von der R.B.D. Ludwigshafen (Rhein) zur R. B. D. Würzburg, Kern, Vorstand der Oberbaumaterialien-Verwaltung Heilbronn, als Vorstand zum Oberbaubureau der R. B. D. Stuttgart, Kurt Schulz, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Brandenburg-West, als Vorstand zum R. M. A. Schneidemühl, Dannecker, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Eßlingen, zum R. Z. A. in Berlin und Krischer, Vorstand des R.V.A. Osnabrück, als Mitglied zur R.B.D. Kassel, die Reichsbahnbaumeister Walter Koch, Leiter einer Abteilung beim R.A.W. Lingen (Ems), in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Frankfurt (Main), und Friedrich Rebmann von der R. B. D. Würzburg zur R. B. D. München, sowie der Reichsbahnamtmann Knauf vom R. Z. A. in Berlin zur R. B. D. Altona.

Überwiesen: Reichsbahnoberrat Dr. jur. Goudefroy, bisher beurlaubt, als Mitglied zur R. B. D. Hannover, Reichsbahnrat Zillinger vom R. B. A. Berlin 2 zur R. B. D. Berlin und der Reichsbahnbaumeister Dr.-Ing. Kettler, bisher beurlaubt, zum R. Z. A. Berlin.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtmänner Robert Hassel, Vorstand des Betriebsbureaus der R. B. D. Berlin, und Wilhelm Fritz, Vorstand des Bahnhofs Bingerbrück.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Joseph Schimpfle, Mitglied der R. B. D. Augsburg, und die Reichsbahnamtmänner Otto Schöning, Vorstand der Verkehrskontrolle I der R. B. D. Berlin, Peter Danner, Hilfsdezernent der R. B. D. Breslau, Max Kleinschmidt, Vorstand des Wohlfahrtsbureaus der R. B. D. Köln und Joseph Hausner beim R. B. A. Passau.

INHALT: Bücherschau. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

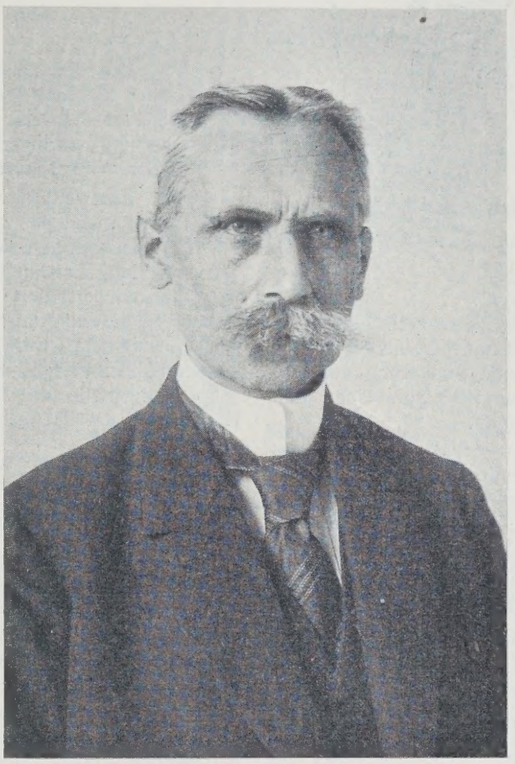
6. Jahrgang | BERLIN, 14. September 1928 | Heft 40

Alle Rechte vorbehalten.

Oberbaurat Dr. Krey †.

Wie bereits in Heft 32 der „Bautechnik“ kurz mitgeteilt, verschied am 15. Juli 1928 nach längerem Leiden der Vorstand der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Oberregierungs- und -Baurat, Professor Dr.-Ing. ehr. Krey.

Hans Detlef Krey war am 8. Oktober 1866 auf dem väterlichen Hof Osterbünge bei St. Margarethen in Holstein geboren. Im Herbst 1879 bezog er das Gymnasium zu Altona, das er mit dem Reifezeugnis im Herbst 1886 wieder verließ, um sich zunächst in München und weiter in Charlottenburg dem Studium des Bauingenieurwesens zu widmen. Nach Bestehen der ersten Hauptprüfung war er als Regierungsbauführer zunächst beim Stadtbauamt Rixdorf, dann, nach Ableistung der einjährigen Dienstzeit, bei der Kanalisierung der Fulda unterhalb Kassel, beim Wasserbauamt I in Berlin und zuletzt bei der Ministerialbaukommission tätig. Ende 1896 legte er die zweite Hauptprüfung für den Staatsbaudienst ab und ward dann als Regierungsbaumeister dem Wasserbauamt Husum zugeteilt. Ende 1901 wurde er von hier weg in das technische Bureau des Ministeriums der öffentlichen Arbeiten berufen, das er erst mit der Ernennung zum Regierungs- und Baurat 1. Juli 1906 wieder verließ, um die Leitung des Kanalbauamtes Lünen zu übernehmen. Von hier berief ihn Ende März 1910 das Ministerium zum zweiten Male nach Berlin, diesmal: um ihm die Leitung der durch den Tod von Beyerhaus verwaisten, erst wenige Jahre bestehenden Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau zu übertragen.



Damit hatte Krey das Arbeitsfeld gefunden, auf dem und aus dem er sein Lebenswerk schaffen sollte. Hier — in der Lösung der mannigfaltigsten Entwurfsaufgaben aus der Wasserwirtschaft des In- und Auslandes und in der wissenschaftlichen Erforschung der sich ihm dabei aufdrängenden allgemeinen hydraulischen Probleme — konnte seine eigenartige Begabung, die glückliche Verbindung phantasiereicher Gestaltungskraft, an Erfahrung gereiften nüchternen Urteilsvermögens und scharfer, tiefschürfender Abstraktionsfähigkeit, sich vollkommen und allseitig in der vorteilhaftesten Weise entfalten und auswirken. Seine Organisationsgabe und seine in unbeirrbarer Gerechtigkeit und Herzensgüte wurzelnde Kunst der Auswahl und Behandlung seiner Mitarbeiter befähigten ihn, die anfangs noch verhältnismäßig kleine Anstalt innerlich und äußerlich stetig mehr auszubauen und ihren Ruf in immer weitere Kreise, zuletzt weit über die Grenzen Europas hinaus, zu tragen. So strömten der ursprünglich nur für die Bedürfnisse der Preußischen Wasserbauverwaltung bestimmten Anstalt mit der Zeit auch immer mehr und immer größere Aufgaben aus Industrie und ausländischen Bauverwaltungen zu, und ein ungewöhnlich reiches Versuchs- und Erfahrungsmaterial sammelte sich in ihrem Archiv an. Die große, mit der Leitung und dem Ausbau der Versuchsanstalt verbundene Arbeitsbelastung hinderte Krey nicht, die wissenschaftlichen Ergebnisse seiner Tätigkeit in zahlreichen, wertvollen Aufsätzen der Allgemeinheit zugänglich zu machen. Über die ganze Entwicklung und die Zukunftsaufgaben seiner Anstalt hat er, unterstützt von seinem Mitarbeiter Dr. R. Winkel, eingehend in dem betreffenden Abschnitt des von de Thierry und Matschoß herausgegebenen Buches „Die Wasserbaulaboratorien Europas“ berichtet. Aus dem mit Vorliebe gepflegten Sondergebiete der Erdbaumechanik, für die er erst vor kurzem eine erfolgreich arbeitende Abteilung seiner Versuchsanstalt neu angegliedert hat, stammt sein wertvolles, 1926 bereits in dritter Auflage im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienenes Buch „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes“. Von seinem im Rahmen der Otzenschen Handbibliothek für Bauingenieure geplanten Buch „Flußbau“ durfte sich die Fachwelt eine wertvolle Bereicherung der einschlägigen Literatur erhoffen; es ist als ein besonders schwerer Verlust zu bezeichnen, daß der Verfasser nicht mehr zum Abschluß der schon weit gediehenen Handschrift gekommen ist.

Bei der Größe der auf Krey liegenden Arbeitslast war es ein hoch anzuerkennendes Opfer, daß er sich noch bereit fand, neben der literarischen Tätigkeit auch unmittelbar durch Vorträge in Fachvereinen zur Belehrung seiner Fachgenossen beizutragen. Die Freude am Lehren lag tief in seiner geistigen Veranlagung begründet. Darum war er schon während seiner ersten Berliner Amtstätigkeit (1901 bis 1906) als Assistent bei Müller-Breslau und Grantz nebenamtlich tätig, und eine besondere Genugtuung, wenn auch zugleich ein weiteres Opfer an Zeit und Lebensenergie war es darum für ihn, daß er 1927 als Honorarprofessor der Technischen Hochschule zu Berlin einen Lehrauftrag für wasserbauliches Versuchswesen übernehmen konnte. In kurzem hat er es hier verstanden, einen auserlesenen Kreis älterer Schüler, darunter bereits in der Praxis stehende ausländische Ingenieure, um sich zu sammeln und für sein Werk zu begeistern.

Kreys hohe Verdienste um die wirtschaftliche Gestaltung der Wasserbauten und die Wissenschaft der angewandten Hydraulik fanden die gebührende Anerkennung durch die Verleihung des Ehrendoktortitels und (1926) der Medaille für hervorragende Leistungen im Bauwesen, endlich (1928) durch die Ernennung zum ordentlichen Mitgliede der Akademie des Bauwesens. Bei allen Ehrungen blieb er aber immer der allem äußeren Schein abholde, schlichte, selbstlose Mann, dem die Sache und die Pflicht gegen seine Aufgabe über alles, selbst über berechtigte Rücksicht auf die eigene Gesundheit ging. So hat er in rastlosem, unerbittlichem Arbeitseifer sich tatsächlich aufgezehrt und den Grund gelegt für das schwere Leiden, das ihn vorzeitig, mitten aus vollem Leben und Schaffen heraus entrückte. Neben seinen Angehörigen, mit denen ihn ein vorbildliches Familienleben verband, betrauern seine Kollegen, Mitarbeiter und Schüler, die Fachgenossen über die ganze Welt seinen frühen Heimgang als einen unersetzlichen Verlust. Sein Werk lebt und zeugt fortwirkend für ihn. Sein Name ist in der Geschichte des Wasserbaues unauslöschlich verzeichnet.

Ludin.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der Umschlaganlage für Kali in Harburg-Wilhelmsburg.[1]

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Petzel** und Regierungsbaumeister **Behrends.**

Der Harburger Hafen und seine Erweiterung.

Der preußische Hafen Harburg-Wilhelmsburg ist in verkehrsgeographischer Hinsicht seinem großen Nachbarn, dem Welthafen Hamburg, ebenbürtig. Er liegt am Ausgangs- und Endpunkte der Seeschiffahrtstraße der Unterelbe und ist durch weitverzweigte Binnenwasserstraßen und vorzügliche Eisenbahnlinien mit dem reichen mitteleuropäischen Hinterlande verbunden (Abb. 1).

Nachdem die künstliche Schranke im Köhlbrand, die Harburgs Handel während des beispiellosen Aufschwunges der Wirtschaft nach 1870 be-

[1]) Nach einem Vortrage des Regierungsbaurats Dr.-Ing. Walter Petzel auf der 31. Hauptversammlung des Deutschen Beton-Vereins in München.

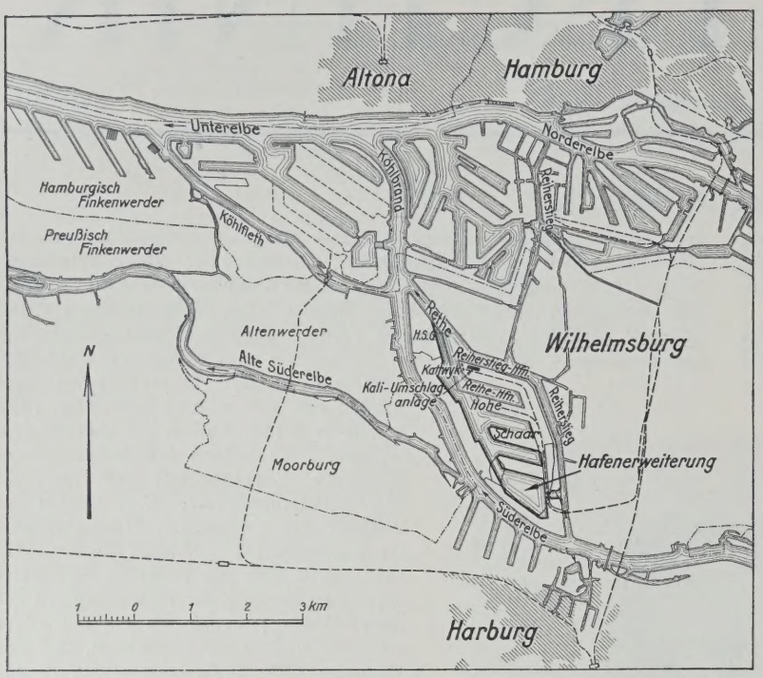


Abb. 1. Übersichtslageplan.

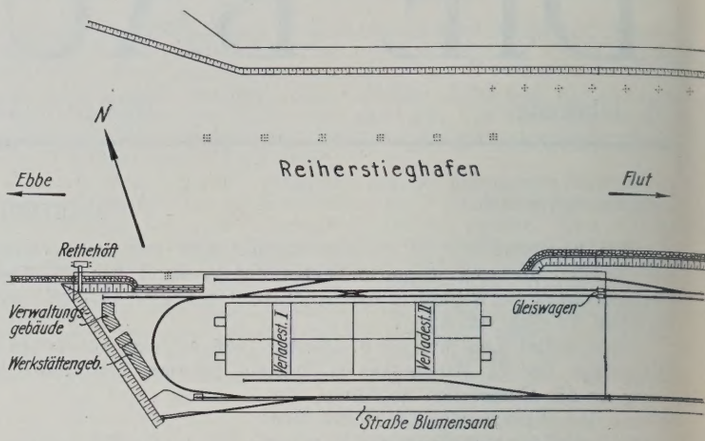


Abb. 2. Lageplan der Kali-Umschlaganlage.

hinderte, im Jahre 1908 gefallen war, nahm sein Seeverkehr eine sehr gute Entwicklung. Der Eingang an Schiffsraum im Seeverkehr betrug 1927 fast 1 Mill. Netto-Register-Tonnen und weist eine Steigerung von ungefähr 70% gegenüber dem Friedensverkehr von 1913 auf. Unter den deutschen Seehäfen steht Harburg an sechster Stelle.

Mit dem zurzeit im Bau befindlichen vierten Seehafenbecken ist das verfügbare Gelände auf dem linken Ufer der Süderelbe erschöpft. Der Preußische Staat ist deshalb seit 1924 darangegangen, eine großzügige Erweiterung auf dem rechten Ufer der Süderelbe durch den Ausbau von Rethe und Reiherstieg anzubahnen. Zwischen Rethe, Reiherstieg und Süderelbe liegt die Insel Kattwyk-Hohe Schaar, die infolge ihrer günstigen Lage zu allen Verkehrswegen zum Seeumschlagsplatze vorzüglich geeignet ist.

Als erste Niederlassung ist hier 1926 und 1927 die Umschlaganlage für Kali errichtet und im Januar d. Js. in Betrieb genommen worden.

Die Überseeausfuhr von Kalisalzen geht vorwiegend über Elbe und Weser. Von der Überseeausfuhr des Jahres 1927 in Höhe von 780 000 t sind in Hamburg 557 000 t Kalisalze verschifft worden. Mit einer Steigerung der Ausfuhr ist zu rechnen.

Bisheriger Umschlag der Ausfuhrsalze und seine Nachteile.

Eine einheitliche Zusammenfassung der Lager- und Umschlagbetriebe bestand bisher an der Unterelbe nicht. Die Kalisalze, die etwa zur Hälfte mit Elbschiffen, zur Hälfte mit Eisenbahnwagen aus Mitteldeutschland kommen, wurden vielmehr in Speichern von Lagereigesellschaften oder in angemieteten Kähnen gelagert und an verschiedenen Punkten des Hamburger und Harburger Hafens in Seedampfer umgeladen.

Die Kalisalze weisen Eigenarten auf, die ihre Behandlung beim Umschlag erschweren und ihren Wert bei unsachgemäßer Handhabung bedeutend herabsetzen. Kali ist stark hygroskopisch und neigt in dem feuchten Klima der Seehäfen dazu, zu festen Massen zusammenzuballen. Gewisse chemische Erzeugnisse der Kaliindustrie sind wiederum von sehr feiner Beschaffenheit, verursachen dadurch eine starke Staubentwicklung und überziehen alle Bauteile mit einer feuchten, klebrigen Schicht. Diese Eigenschaften traten bei dem bisherigen Umschlag, besonders bei feuchtem Wetter und Regen, ungünstig in Erscheinung. Durch die offene Bearbeitung mit Schwimmgreifern oder Kübelgeschirr wurden die Salze so fest, daß die Ladungen bei der Ankunft im Überseehafen häufig mit Spitzhacken und Dynamit gesprengt werden mußten. Gegenüber den meisten anderen Massengütern wird der Umschlag von Kalisalzen auch dadurch erschwert, daß sie auf der Bahn nur in gedeckten Wagen befördert werden können.

Gründe für die Zusammenfassung der Kaliausfuhr an der Unterelbe an einer Stelle.

Die Nachteile des bisherigen Umschlages ließen den Plan zu einer besonderen Anlage entstehen. Hinzu kommt, daß die Kaliausfuhr im wesentlichen auf bestimmte Jahreszeiten beschränkt ist, während die Gruben und Werke einen gleichmäßigen Abruf der Salze während des ganzen Jahres wünschen.

Die Hauptausfuhr der Kalisalze findet in den Monaten Oktober bis Mai statt. Eine eigene Anlage mit großem Lagerraum schaltet die jetzt bei den Werken notwendige Zwischenlagerung aus und verringert die Zahl der sonst für Spitzenleistungen eines jeden Werkes dort erforderlichen Schuppen.

Ein weiterer wichtiger Grund für die Schaffung einer eigenen Anlage war, daß gerade in den Hauptausfuhrmonaten die deutschen Binnenwasserstraßen durch Frost stillgelegt oder zum mindesten in ihrer Leistungsfähigkeit stark behindert sind. Die Eisenbahnausfuhr erfordert aber bei vielen Werken die doppelten bis dreifachen Beförderungskosten, ganz abgesehen von Schwierigkeiten der Wagengestellung, Eilfrachten und Wagenstandgeldern bei der Art des bisherigen Umschlages von der Eisenbahn auf den Seedampfer.

Eine schnelle Abfertigung der Seedampfer bringt auch eine erhebliche Ermäßigung der Seefrachten mit sich.

Richtlinien für die Leistungsfähigkeit der Anlage.

Eine Sonderanlage für den Kaliumschlag mußte die vorgeschilderten Nachteile vermeiden und die Kosten des Umschlages auf ein möglichst geringes Maß herabsetzen.

In der neuen Anlage ist zum ersten Male versucht worden, der Schwierigkeiten beim Umschlag dieses Gutes Herr zu werden. Als Hauptmittel hierzu dient die Beförderung und Lagerung in dichten, gegen Außenfeuchtigkeit geschützten Räumen und die Heizung aller Einrichtungen, namentlich der Förderkanäle, in denen das Gut bewegt wird. Dadurch wird das Salz auf seinem Wege sowohl vom Lager wie vom Eisenbahnwagen bis ins Seeschiff verhältnismäßig trocken und wertvoll erhalten. Die Übernahme des losen Salzes von Elbschiffen mittels Greifer soll nach Möglichkeit auf trockene Tage beschränkt werden. Neben Lagerschuppen für 100 000 t Kalisalze, die nach mindestens sechs verschiedenen Sorten getrennt gelagert werden, müssen alle Arten des Umschlages für loses und gesacktes Gut möglich sein.

Folgende Umschlagarten kommen vor:

a) von der Eisenbahn zum Lager,
b) von der Eisenbahn zum Seeschiff,
c) vom Flußschiff zum Lager,
d) vom Flußschiff zum Seeschiff,
e) vom Lager zum Seeschiff.

Wichtig für die Planung der Anlage war ferner, daß jedes am Kai anlegende Seeschiff mit jeder Sorte Kalisalz beladen werden konnte. Gleichzeitig mußten für die Anlage leistungsfähige Absackvorrichtungen vorgesehen werden.

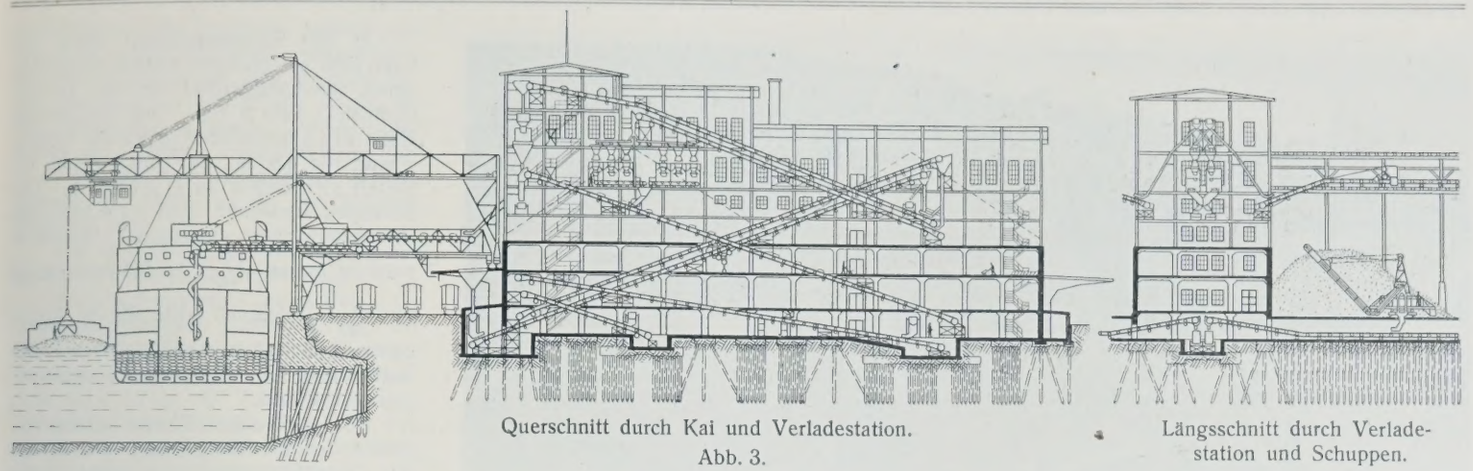
Lage und Beschreibung der Umschlaganlage.

Für die Wahl des Platzes war neben seiner guten Lage am seetiefen Wasser, zu den Binnenschiffahrtstraßen und zur Eisenbahn die Möglichkeit einer ausreichenden Erweiterung, insbesondere auch der Bahn- und Flußschiffsanlagen, maßgebend. Die Kaliumschlaganlage für die Unterelbeausfuhr ist an dem oberen Teil der in ungefährer Richtung Ost-West verlaufenden Rethe erbaut worden. Dieser Hafenteil hat den Namen Reiherstieghafen erhalten.

Die Anlage (Abb. 2) besteht im wesentlichen aus einer Ufermauer für zwei Schiffslängen der größten Frachtdampfer und den in 25 m Abstand gleichlaufend zur Ufermauer angeordneten Lagerschuppen. Zwischen Kaimauer und Schuppen sind für den Umschlagbetrieb drei große Greiferbrücken und vier kleine Bandbrücken angeordnet.

Kaimauer (Abb. 3).

Die Kaimauer ist auf Holz-Pfahlrost errichtet. Ihr oberer Teil besteht aus Beton mit Klinkerverblendung. Insgesamt ruht die 290 m lange Kai-



Querschnitt durch Kai und Verladestation.

Längsschnitt durch Verladestation und Schuppen.

Abb. 3.

mauer auf rd. 1600 Holzpfählen von 13 bis 14 m Länge und 45 cm Durchm. Vor der Kaimauer ist eine Wassertiefe von 10,60 m bei mittlerem Hochwasser vorhanden. In 120 m Abstand von der Kaimauer sind Dalben für das Ablegen der Seeschiffe geschlagen.

Schuppen und Verladestation (Abb. 4).

Die Schuppen und Speicher haben eine Gesamtlänge von 228 m und eine Breite von 64 m. Zwischen die Doppelschuppen sind in symmetrischer Anordnung zwei Verladestationen geschaltet, die als Lager für gesacktes Gut dienen und die hauptsächlichen Betriebsanlagen enthalten. Jedes ein- oder auszuspeichernde Gut muß grundsätzlich über eine Verladestation laufen, wird hier gesammelt und von hier aus verteilt.

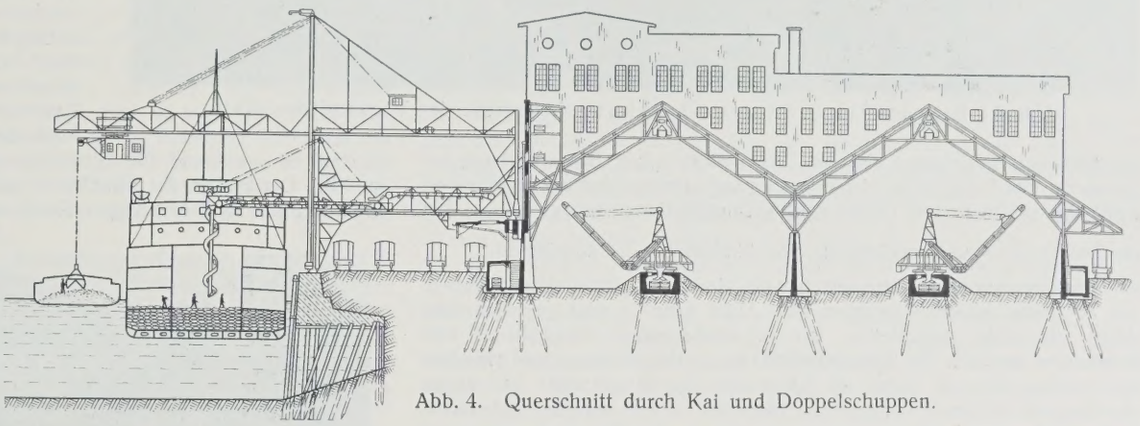


Abb. 4. Querschnitt durch Kai und Doppelschuppen.

Die Hochbauten sind auf rd. 3400 Eisenbetonpfählen von 7 bis 9 m Länge und von 34/34 cm Querschnitt gegründet (Abb. 5). Zum Schutze gegen die Einwirkungen der bis 2,5 m starken Klei- und Moorschicht wurden die Pfähle zweimal mit Inertol gestrichen. Auch alle übrigen mit Kalisalzen in Berührung kommenden Betonflächen erhielten doppelten Inertolanstrich.

Die Schuppenwände haben entsprechend einer Binderteilung von 7 m Einzelgrundpfeiler erhalten. Die den Schub aufnehmenden Pfähle sind in einer Neigung 3 : 1 geschlagen. Die Druckpfähle haben eine Längsbewehrung von vier Eisen, die Zugpfähle von acht Eisen mit je 20 mm Durchm. Zum Ausgleich von Wärmeschwankungen sind alle 35 bezw. 28 m Dehnungsfugen angeordnet, die senkrecht zur Schuppenlängsachse die Gründung und die Pfeiler und an der Wasserseite auch das aufgehende Mauerwerk des Aufbaues durchschneiden. Dadurch ergeben sich an den Dehnungsfugen stets zwei getrennte Grundpfeiler, die für sich auf Eisenbetonpfählen ruhen.

Auch die Verladestationen sind entsprechend der Stellung der Stützen auf Gruppen von Eisenbetonpfählen gegründet. Außer der senkrechten Belastung haben die Pfähle den bedeutenden Schub der Kalischüttung gegen die Längswände der Station aufzunehmen. Der größte Schub beträgt 36,98 t/lfd. m, der kleinste 16,8 t/lfd. m. Mit der Geschoßhöhe nimmt der Schub ab und beträgt im ersten Stock 6,9 bezw. 2,13 t/lfd. m. Eine Dehnungsfuge, die durch alle Eisenbetongeschosse führt, trennt die wasserseitige Hälfte der Station von der landseitigen.

Die Abschlußwände und die Kratzerkanäle der Schuppen sind auf Pfahlreihen gegründet. Die Pfähle der Kratzerkanäle haben wegen der mit der Beschüttung der Schuppen sich ändernden Beanspruchung eine Neigung von $6^1/_2 : 1$ nach außen.

Als zulässige Druckbeanspruchung sind für die Eisenbetonpfähle bei 34/34 cm Querschnitt allgemein nicht mehr als 35 kg/cm² zugelassen, d. h. 40,5 t für den Pfahl. Bei den auf Zug beanspruchten Pfählen tritt vereinzelt eine größte Zugkraft von 18 t auf, die bei einer größten Mantelreibung von 3 t/lfd. m sicher aufgenommen wird.

Die Geschosse der Verladestationen bis zur Höhe des zweiten Bodens und die Schuppenwände sind mit Ausnahme der seitlichen Abschlußwände in Eisenbeton ausgeführt. Für die Grundmauern, die Kratzerkanäle, die Pfeiler und die Schuppenwände wurde allgemein eine Mischung von 1 : 6, für die Verladestation und die Kranbahnbalken eine Mischung von 1 : 5 gewählt. Besonders ungünstig beanspruchte Bauteile wurden in Mischung 1 : 4 bezw. 1 : 3 ausgeführt.

Die Verladestationen (Abb. 6) haben ein Kellergeschoß mit tieferliegenden, besonders abgedichteten Gruben für die Übergabestellen der Bänder, ein Erdgeschoß in Rampenhöhe, vier durchlaufende Böden und wasserseitig einen fünften und sechsten Boden. Oberhalb des zweiten Bodens sind die Stützen und Decken in Holz ausgeführt; nur die Umfassungswände bestehen aus Mauerwerk mit Verblendung aus blauen Oldenburger Klinkern. Die Verladestationen sind 16 m breit und 64 m tief. Die oberste Firsthöhe liegt rd. 30 m über der Kaimaueroberkante. Die äußere Form der Verladestationen ist durch die Betriebseinrichtungen bedingt. Landseitig befindet sich ein feuersicher abgeschlossenes Treppenhaus, während vorn hölzerne Treppen die Verbindung zwischen den einzelnen Böden herstellen.

In den Verladestationen sind die Kellersohle einschließlich der Gruben und die Kellerdecke neben den Einzellasten der Maschinen mit 800 kg/m², der Heizungsraum mit 1500 kg/m² und alle übrigen Böden der Geschosse sowie die Eisenbetontreppen mit 600 kg/m² belastet. Bei den Rahmen sind für Beton 40 kg/cm² und für die Eiseneinlagen und die in Decken-

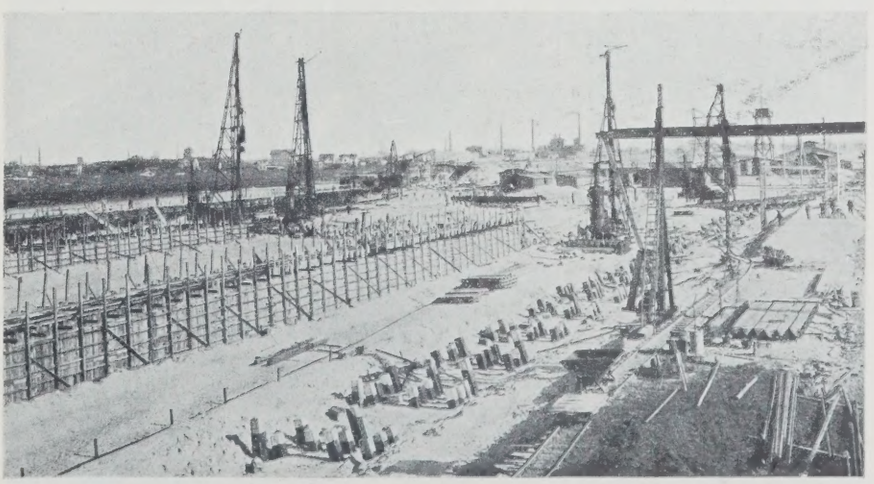


Abb. 5. Rammung der Eisenbetonpfähle.

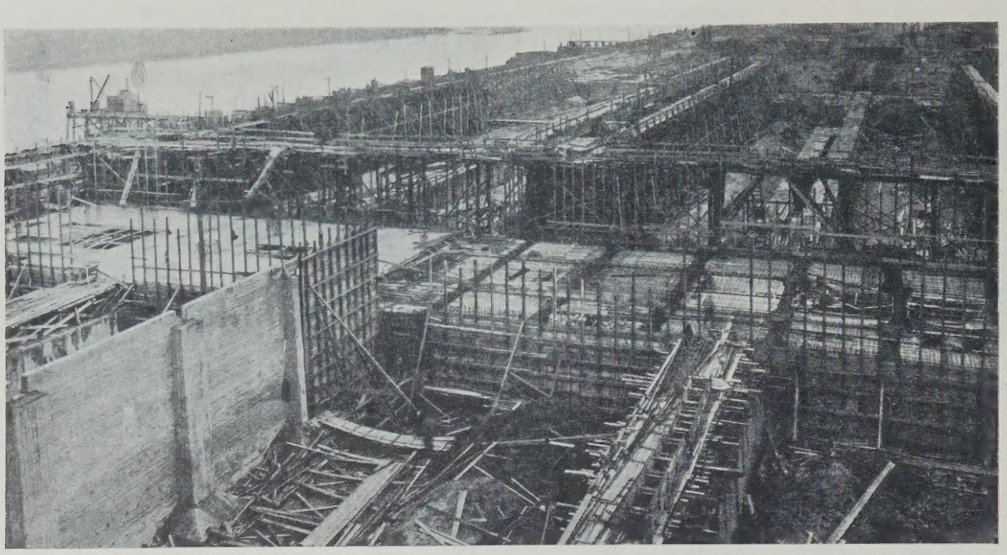


Abb. 6. Betonarbeiten an Schuppenwänden und Kellerdecke der Verladestation West.

durchbrüchen eingelegten eisernen Träger 1200 kg/cm² Beanspruchung zugelassen. Für Tannenholz wird eine Biegungsbeanspruchung von 90 kg/cm² nicht überschritten. Der Dübelverschwächungsbeiwert beträgt 0,8 σ_b. Für die Balken ist eine Durchbiegung von höchstens $\frac{l}{350}$ zugelassen.

Die Eisenbetongeschosse bestehen aus vier- bezw. zweistieligen Rahmen, die am Fuße gelenkig gelagert sind. Die Rahmen sind gegeneinander durch Unterzüge ausgesteift. Die so entstehenden Deckenfelder sind kreuzweise bewehrt. Die Abschlußwände gegen die Schuppen sind zwischen die äußeren Rahmen bezw. die Längsunterzüge eingespannt und gegen einseitigen Kalidruck biegungsfest. Die Rahmen sind nach den gebrauchsfertigen Formeln von Kleinlogel[2]) berechnet. Die Gelenke bestehen aus drei bezw. sechs Rundeisen von 26 mm Durchm., deren Gesamtquerschnitt ausreicht, um den im Gelenk auftretenden Schub aus Kalidruck und Windbelastung ohne Mitwirkung des Betons aufzunehmen. Wo die Eisenbetondecken zahlreiche große Öffnungen zur Durchführung der Förderbänder aufweisen, sind die vierstieligen Rahmen durch zweistielige ersetzt. Der Schub wird hier durch Zwischenriegel und biegungsfest ausgebildete Längsunterzüge übertragen, die bei zu großen Abmessungen in Eisenbeton als genietete Träger ausgeführt werden mußten.

Der tragende Holzbau der oberen Geschosse besteht aus Stielen, die durch zwei Geschosse hindurchgehen. Die Stiele tragen durch Kopfbänder abgestützte Sattelhölzer, auf diesen liegen Unterzüge aus verdübelten Balken, deren Enden auf Mauerpfeilern ruhen. Das Moment der Unterzüge ist so bestimmt, daß der Unterzug als zwischen den Kopfbändern frei aufliegend berechnet ist. Wegen der teilweisen Einspannung ist das Biegungsmoment mit $\frac{P \cdot l}{9}$ errechnet.

[2]) Kleinlogel, Rahmenformeln, 5. Aufl., Berlin 1925, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

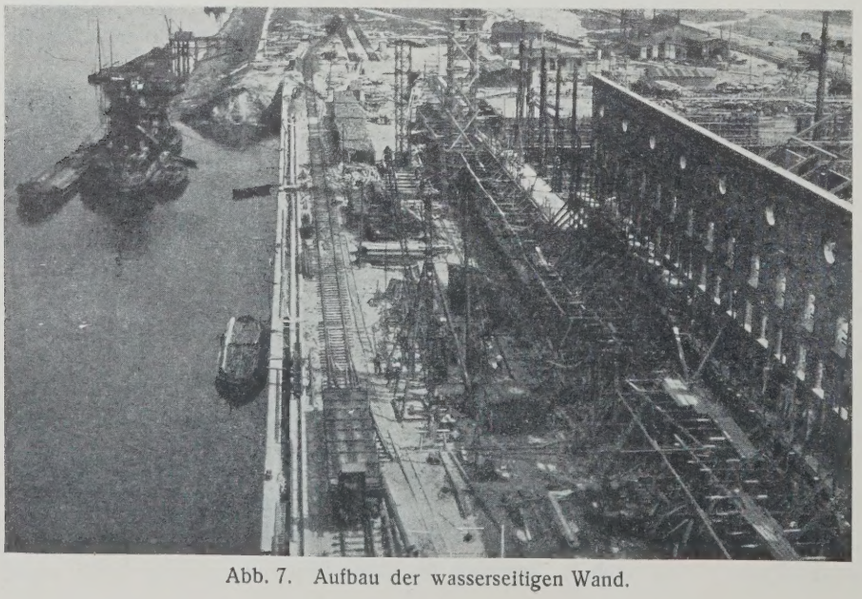


Abb. 7. Aufbau der wasserseitigen Wand.

In den Schuppenwänden reicht die vom First eingebrachte Kalischüttung bei einem Böschungswinkel von 40° bis zur Ordinate + 9,85 m NN. Dies ergibt eine Höhe der Kalischüttung gegen die Seitenwände von 5,60 m. Der größte Schub ermittelt sich daraus zu 11,1 t/lfd. m. Die Schuppenlängswände sind zwischen den Eisenbetonpfeilern eingespannt. Das Feldmoment ist mit $\frac{q\,l^2}{16}$, das Stützenmoment mit $\frac{q\,l^2}{12}$ errechnet. Die Wände haben entsprechend dem nach unten zu anwachsenden Kalidruck einen trapezförmigen Querschnitt.

Der landseitige Pfeiler erhält die größte Beanspruchung, wenn die Dächer des Doppelschuppens mit Schnee und Landwind belastet sind und der landseitige Schuppen mit Kali gefüllt ist. Dann entsteht eine senkrechte Last von 31 t, ein Schub aus Binderlast von 15 t und aus Kalidruck von 78 t. Für den Dehnungsfugenpfeiler ermäßigt sich der Schub aus Kali auf 43 t, während die Binderlast nur auf einen der beiden Pfeiler entfällt. Die Pfeiler der Mittelwand erfahren eine größte Beanspruchung durch Schnee und einseitigen Kalidruck. Die senkrechte Last beträgt

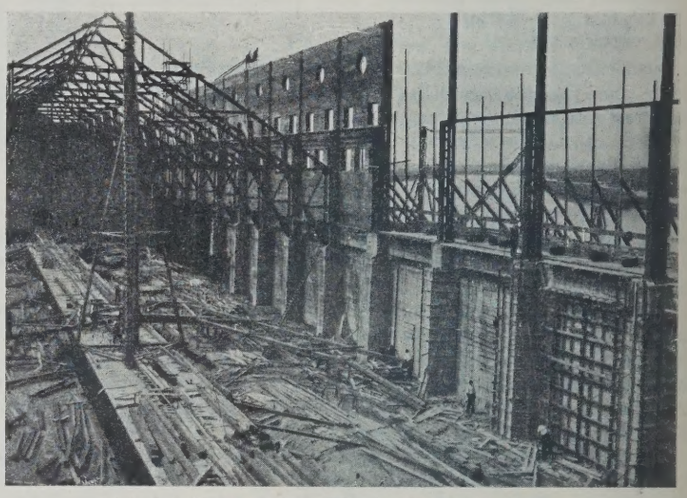


Abb. 8. Wasserseitige Wand und Mittelschuppen.

48 t, der Schub 5 t aus Schneelast und Winddruck und 78 t aus Kalischüttung, insgesamt 83 t. Der Pfeiler der wasserseitigen Wand erhält durch die Binder eine senkrechte Last von 33 t, einen Schub von 21 t bei einer Binderlast wie bei den Pfeilern der landseitigen Wand und von 78 t aus Kalischüttung.

Auf den Pfeilern der wasserseitigen Wand ruhen außerdem noch die Kranbahnbalken für die Verladebrücken und für die Bandbrücken. Ihrer Ausbildung sind die senkrechten Lasten der Verladebrücken in ungünstigster Stellung mit 2 · 26,15 t je Radsatz in 9 m Abstand, der Bandbrücken mit 2 · 14,4 t in 4,85 m Abstand zugrunde gelegt. Die Verladebrücken üben einen Schub von 16,9 t/Radsatz aus. Die Kranbahnbalken sind von Dehnungsfuge zu Dehnungsfuge als durchlaufende Träger unter Annahme der ungünstigsten Laststellung berechnet.

Bei den Kratzerkanälen ist eine Kalischüttung von 15,5 m Höhe bei einem spezifischen Gewicht des Salzes von 1,1 t/m³ angenommen. Die Kanäle sind als frei aufliegende Balken mit biegungsfest angeschlossenen Kragarmen und als oben offene Rahmen gerechnet. Für die Sohlen der Kanäle ist eine Nutzlast von 200 kg/m² angenommen. Die Decke der Rampenbandkanäle erhält eine Nutzlast von 1000 kg/m² außer zwei Einzellasten von je 9 t für eiserne Silos. Die Belastung der Sohle beträgt 250 kg/m².

Die Dachbinder der 32 m weit gespannten Einzelschuppen bestehen aus Holz, wie überhaupt im ganzen Bauwerk freiliegende Eisen, wenn irgend angängig, wegen des Angreifens der Kalisalze vermieden sind. Die

Dachdeckung der Schuppen besteht aus doppelter Lage Ruberoid; wasserdichte Oberlichter sorgen für gute Beleuchtung. Der Schuppenfirst enthält die Bühne für die Einspeicherungsbänder. Wasserseitig haben die Schuppen einen vorderen Aufbau, der die Ausspeicherbänder für die Abgabe des Gutes an die Bandbrücken aufnimmt (Abb. 7).

Der Berechnung der Dächer sind folgende Belastungen zugrunde gelegt:

Bei Wind von der Landseite für 1 m² wagerecht getroffene Fläche 150 kg, bei Wind von der Wasserseite für 1 m² wagerecht getroffene Fläche des landseitigen Schuppens 50 kg, die Wand des wasserseitigen Aufbaues bis zu einer Höhe von 15 m über Gelände mit 100 kg/m², über 15 m über Gelände mit 125 kg/m², die westliche und östliche Abschlußwand mit 150 kg/m², um die bei Doppelschuppen auftretenden, rechnerisch nicht zu erfassenden Sogwirkungen des Windes zu berücksichtigen. Die Schneelast ist allgemein mit 75 kg/m² wagerechte Dachgrundfläche angenommen. Zwischen land- und wasserseitigen Schuppen kann ein Schneesack mit 75 kg/m² am First und 150 kg/m² an der Traufe entstehen. Die gleiche Belastung wurde für die Wasserseite des wasserseitigen Schuppens gewählt und dafür die Schneelast bei dem Dach des wasserseitigen Aufbaues vernachlässigt. Der Berechnung der Vordächer ist eine Schnee und Windlast von zusammen 75 kg/m² zugrunde gelegt (Abb. 8).

Die Binder der wasser- und landseitigen Schuppen von je 31,95 m Spannweite sind als Zweigelenkbinder berechnet und in Holzfachwerk mit Füllgliedern zwischen gleichlaufenden Gurtungen ausgeführt. Der Schub ist als statisch unbestimmte Größe eingeführt.

Die Untersuchung ergab, daß für den wasserseitigen Binder das Zusammenwirken von Eigengewicht, Landwind und Schneesack beiderseits die größten Spannungen in den Stäben zeitigte. Beim landseitigen Binder ist der Einfluß des hölzernen Rampendaches besonders berücksichtigt. Die hier ermittelten Spannungen blieben etwas geringer als beim wasserseitigen Binder; nur ein Untergurtstab war wegen Knickgefahr zu verstärken. — Bei der Ausführung der Auflager wurden die theoretisch erforderlichen Gelenke durch Eichenklötze ersetzt, die durch ⊏-Eisen in den Betonpfeilern verankert sind. — Die Dachpfetten sind als doppelte Sprengwerke mit Spannriegel ausgebildet. Die Schuppendächer sind gegen den Windangriff von den Schuppenenden aus durch einen Windverband unterhalb der Schalung gesichert, der sich über zwei Felder erstreckt, während das dritte Feld übersprungen wird.

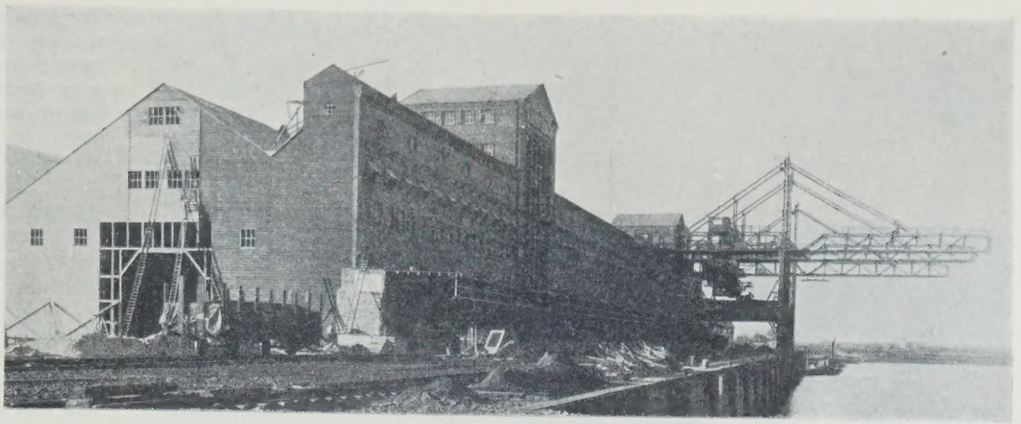


Abb. 9. Ansicht von Osten.

Die wasserseitige Wand des Aufbaues erhält eine erhebliche Windbeanspruchung. Um diese nicht auf die Binder zu übertragen, ist sie als freitragende Wand berechnet. Ihre Standsicherheit ist durch Einbau von eisernen Trägern mit kräftigen Ankern in jedem Betonpfeiler erreicht. Die Windträger bestehen aus einem unteren Gittermast und einem darauf gesetzten Breitflanschträger. Für die Beanspruchung des Eisens sind 1400 kg/cm² zugelassen. Die Felder zwischen den Windträgern sind mit 34 cm starkem Mauerwerk mit Klinkerverblendung ausgefüllt. Die in der Mauer durch Wind hervorgerufenen Spannungen werden durch Bandeisen in den Fugen auf die Windträger übertragen.

Die westliche Abschlußwand besteht aus Mauerwerk in Stärken von 45 und 30 cm. Die auf sie wirkende Windkraft wird auf Strebepfeiler übertragen. Auch hier sind Bandeisen in die Mauerfugen gelegt.

Die östliche Abschlußwand (Abb. 9) ist in Holzbauweise mit Stülpschalung ausgeführt, um hier eine Erweiterung der Anlagen vornehmen zu können. Der Winddruck wird durch senkrecht angeordnete hölzerne Windträger aufgenommen. Der Kalidruck gegen die Wand wird auf die Gründung bezw. auf einen oberen wagerechten Riegel übertragen, der durch eine hölzerne Verstrebung gegen außerhalb der Schuppenwand liegende, mit ihr durch Eisenbetonbalken verbundene und besonders gegründete Betonklötze gestützt wird. Anbauten an die Abschlußwände gestatten ein Zurückfahren der Kratzer und somit ein Vollschütten der Endschuppen.

Bei dem großen Mittelschuppen besteht der Fußboden aus einer Rollschicht von Hartbrandsteinen. Die kleineren Endschuppen haben eine abgewalzte Rohsalzschicht erhalten. Die Betonfußböden der Verladestationen und die Rampen sind mit Duromit-Estrich versehen.

(Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Der Ausbau des polnischen Seehafens in Gdingen.

Von Regierungs-Baurat **Arnold Klotzky**, Danzig.

(Schluß aus Heft 37.)

Ein besonders einfaches und billiges, daher sehr beachtenswertes Verfahren kommt bei dem Zuwasserbringen der Senkkasten zur Anwendung. Das sonst übliche Verfahren der Herstellung im Trocken- oder Schwimmdock oder der Benutzung einer eigens hergerichteten Ablaufbahn ist hier vermieden. Der Werkplatz der Senkkasten liegt auf dem rechtseitigen Gelände des Einfahrtkanals zum Binnenhafen. Dort werden die Kasten nebeneinander längs des unbefestigten Ufers des vorläufig gebaggerten Stichkanals gebaut, also auf einem Gelände, das für die entwurfgemäße Breite des Hafens noch fortzubaggern ist. Der Uferstreifen unter den fertiggestellten und zum Ablauf zu bringenden Senkkasten wird daher jeweils soweit fortgebaggert, daß die Schrägstellung und das Zuwasserbringen der Kasten sich dadurch von selbst ergibt. Teilweise muß bei dem Abgleiten eine Vertauung der Kasten vorgenommen werden, damit sie nicht Übergewicht erhalten. Das Abbringen der Kasten gehört somit zu den allgemeinen Naßbaggerungen und verursacht keine besonderen Unkosten. Dazu ist allerdings erforderlich, daß der fortzubaggernde Untergrund aus Sandboden besteht, damit sich eine gleichmäßige Gleitböschung ergibt. Im übrigen dürfte aus Abb. 5 das Nähere ersichtlich sein. Die bauausführende Unternehmerfirma hatte vor der Aufnahme dieses Verfahrens, das zum Patent angemeldet ist, eingehende theoretische Untersuchungen und praktische Versuche mit Modellen von $^1/_{10}$ der natürlichen Größe angestellt, mit dem Ergebnis, daß die Modellversuche die Richtigkeit der theoretischen Untersuchungen bestätigten. Auch die ersten Versuchsausführungen mit den Kasten natürlicher Größe zeigten keinerlei Abweichungen von den Modellversuchen.

Nach dem Abbringen werden die Kasten zunächst soweit mit Wasser gefüllt, daß sie günstige Schwimmlage erhalten und nach der Einbaustelle verholt werden können. An Ort und Stelle werden sie alsdann durch weitere Wassereinfüllung (mittels Spülbaggers) in nahezu lotrechte Stellung

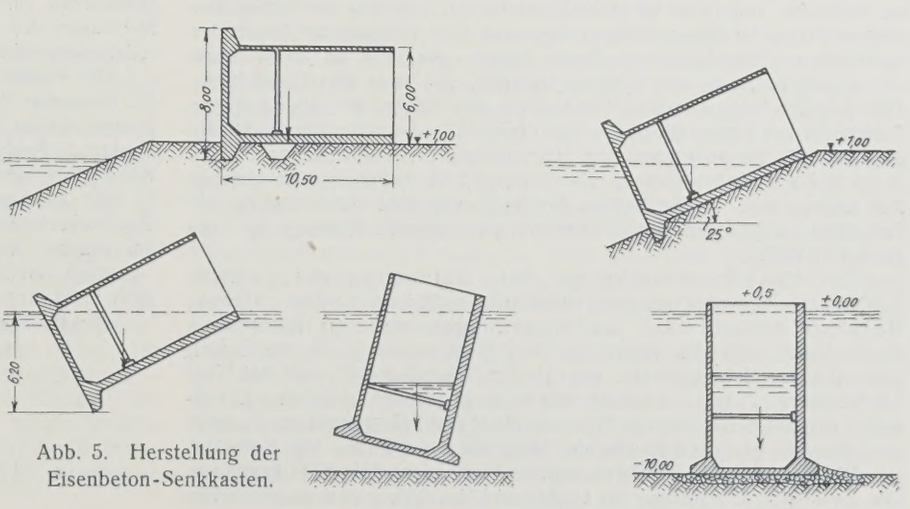


Abb. 5. Herstellung der Eisenbeton-Senkkasten.

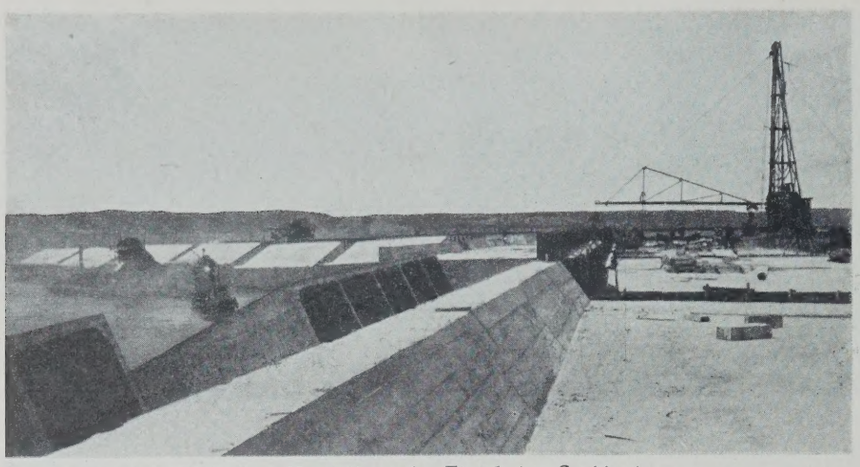


Abb. 5a. Herstellung der Eisenbeton-Senkkasten.

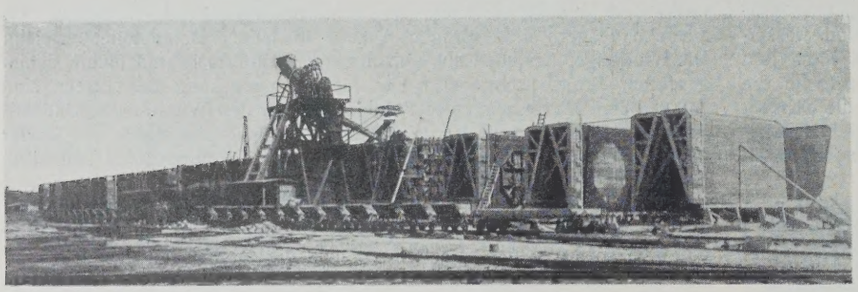


Abb. 5b. Herstellung der Eisenbeton-Senkkasten.

gebracht und auf die zuvor mit Taucherhilfe wagerecht abgeglichene Steinschüttung abgesetzt. Darauf werden die Kammern, wiederum im Spülbaggerbetrieb, mit Sandboden vollgefüllt. Der weitere Aufbau der Betonmauern über MW kann sodann bei günstigen Wasserständen vonstatten gehen.

Einige bemerkenswerte Zahlen mögen die Übersicht ergänzen. Auf die nach der bisherigen Planung erforderlichen 250 Stück Senkkasten kommen insgesamt 65 000 m³ Eisenbeton. Für ihre Herstellung wird ein Gelände von etwa 7 ha in Anspruch genommen, dessen Abgrabung rund 500 000 m³ umfaßt. Hiervon werden 300 000 m³ gebaggerten Sandbodens zum Verfüllen der Kasten an den Einbaustellen Zug um Zug wieder verwendet. Die Wochenleistung der Senkkastenherstellung soll neuerdings fünf bis sechs Stück betragen. Bei entsprechendem Fortgang aller übrigen Bauarbeiten könnten somit wöchentlich etwa 100 lfd. m Kaimauern oder Wellenbrecher fertiggestellt werden.

Die Erdarbeiten werden durchweg im Naßbaggerbetrieb ausgeführt. Bemerkenswert ist dabei — wie bereits angedeutet —, daß nicht nur im Bereich des eigentlichen Binnenbeckens, sondern darüber hinaus von dem gesamten 100 bis 120 ha großen Hafengelände (im Lageplan gestrichelt umrändert) die 4 bis 6 m tiefe Torfmoorschicht von insgesamt 4 500 000 m³ fortgebaggert wird. Die Erwägungen über eine Ausnutzung des ausgehobenen Torfs als Brennstoff haben zu keinem wirtschaftlich brauchbaren Ergebnis geführt. Der Torf wird deshalb durchweg nach See verfahren und dort in 20 m Tiefe verklappt. — Außerdem sind zur Erlangung der Solltiefen von 11 m im Hafeneinfahrtkanal, von 8 m im Außenhafen und von 10 m im Binnenbecken insgesamt von 4 500 000 m³ Sandboden auszuheben. Die Förderung dieser Massen geschieht im wesentlichen im vereinigten Saug- und Spülbaggerbetrieb, und zwar derart, daß hinter den jeweils fertiggestellten Kaistrecken der Raum der abgegrabenen Torfschicht mit Sandspülboden wieder ausgefüllt und weiterhin das Hafengelände und die auszubauenden Hafenzungen des Außenhafens bis auf + 2,5 NN aufgehöht werden. Die Abtrag- und Auftragmassen gleichen sich nahezu aus. — Die Kosten der Baggerung und Unterbringung der Bodenmassen betragen durchschnittlich eine dänische Krone je m³ (also etwa 1,12 R.-M.).

Die Hauptbauausführung der Hafenbauwerke, einschl. 1 000 000 m³ Baggerarbeiten geschieht durch die dänische Bauunternehmung Hojgaard & Schultz A.-G. aus Kopenhagen, und zwar stammen von dieser Firma auch die Vorschläge und Sonderentwürfe für die Einzelbauwerke des Hafenausbaues, einschl. deren Berechnungen und die Wahl der Arbeitsverfahren. — Auch alle hier wiedergegebenen technischen Einzelheiten entstammen einem von Ingenieur Hojgard 1926 gehaltenen Vortrage und den örtlichen Mitteilungen des Mitinhabers der Firma, Ing. Schultz.

Die Ausbauarbeiten wurden von der Firma planmäßig 1924 begonnen, und zwar unter Übernahme der Geräte und Baustoffe aus dem polnischen Regie-Betriebe des ehemaligen teilweisen Südmolenausbaus. Während Eisenbahnverbindungen von der Hauptbahn nach dem Baugelände schon zur Verfügung standen, hatte die Bauunternehmung durch umfangreiche Barackenbauten zunächst alle Räume schaffen müssen, die für die Unterbringung von Beamten, Arbeitern, Bureaus, Magazinen und Werkstätten notwendig waren. Mit dieser Baustelleneinrichtung und den örtlichen Vorarbeiten waren 1925 und 1926 noch meist 100 bis 200 Mann beschäftigt. — Das örtliche Baupersonal besteht aus 1 Oberingenieur, 3 Ingenieuren, 1 Schiffsinspektor, 1 Maschineninspektor, 1 Bauführer, sowie 10 bis 12 Polieren, Baggermeistern, Maschinenmeistern und Tauchern. Neben diesem Stammpersonal, das dänischer Nationalität ist, werden zumeist beschäftigt 25 Vorarbeiter und 500 bis 1000 Arbeiter, die polnischer Nationalität sind und örtlich angeworben werden. — Die Firma hat an Baumaschinen und Arbeitsgeräten an Ort und Stelle im Betrieb 1 Sägemühle mit Maschinenwerkstatt, 6 km Schmalspurbahn mit 2 Lokomotiven, 20 5-t-Wagen, 30 Kippwagen, ferner 4 fahrbare Dampframmen, 2 Schwimmrammen, mehrere Pumpen, 1 Sortier-Wäscheanlage für Kies mit 35-PS-Ölmotor und 200 m³ Tagesleistung, 2 Betonmischanlagen mit Gießtürmen, für die Gußbetonherstellung mit je 0,7 m³ Mischerinhalt und 35-PS-Lokomobilantrieb. Von diesen Mischeranlagen ist die eine an Land verfahrbar aufgestellt, zum Gießen der Senkkasten, die andere ist auf einem großen Prahm zusammengebaut, mit Turm und langer drehbarer Auslegerrinne versehen und wird für die Gußbetonierung aller Kaimauern und Molenaufbauten verwendet. Mit dieser schwimmenden Gußbetonierungsanlage ist es möglich, bei dem Ausladen und Heranschaffen des Zements und der Zuschlagstoffe mit den denkbar geringsten Unkosten auszukommen. Außerdem verfügt der örtliche Baubetrieb dieser Firma noch an schwimmendem Gerät über 1 Saugbagger, 1 Eimerkettenbagger mit Klapp-Prahmen, 3 Bugsierboote und Motorboote, 1 kleinen Schwimmkran und die notwendigen Transportprahme.

Mit Ausnahme des oben erwähnten Baggerauftrages der Fa. Hojgaard & Schultz von 1 000 000 m³, der im unmittelbaren Zusammenhang mit den Senkkastenarbeiten dieser Firma steht, sind die Baggerarbeiten in der Hauptsache der belgisch-holländischen Baggerunternehmung Ackermanns & van Haaren übertragen. Die Firma arbeitet mit 1 Eimerkettenbagger, der im Torfboden höchstens 8000 bis 10000 m³/Tag, im Sandboden 4000 bis 5000 m³/Tag fördert. Außerdem ist ein kleinerer Saugbagger in Betrieb von 1000 m³ Tagesleistung, dazu ein Spülschiff.

Organisation und Finanzierung.

Das Recht und die Verpflichtung zum Hafenausbau ist einem polnisch-französischen Konsortium übertragen worden auf Grund eines mit der polnischen Regierung geschlossenen Vertrages. Dem Konsortium gehören an französischerseits: Fa. Société de Construction des Batignolles, Schneider & Cie (Creuzot), Société Anonyme Hersent; polnischerseits die Ingenieure Rummel und Dosowicz und die Polnische Industrie-Bank. Mit dem Konsortium ist die Baufirma Hojgaard & Schultz A.-G., Kopenhagen, die den Hauptzuschlag für die Bauarbeiten erhalten hat, assoziiert.

Die Voranschlagkosten für den Gesamtausbau des Außenhafens und ersten Binnenbeckens betragen, wie anfangs bereits erwähnt, 50 Mill. Gold-Franken (= poln. Gold-Zloty), davon entfallen auf den wasserbautechnischen Teil der Ausbauarbeiten, die den Unternehmungen zunächst übertragen sind, rd. 30 bis 32 Mill. Der Rest soll auf Eisenbahnanlagen, Kaistraßen, Schuppen und Krane entfallen.

Die Fertigstellungsfrist der Unternehmerarbeiten war zuerst auf den 31. Dezember 1929 festgesetzt, ist 1926 aber bis 31. Dezember 1930 verlängert worden. — Bis Juli 1926 wurde der Bau von dem bekannten Bankhaus Morgan finanziert und der polnischen Regierung von dem Konsortium kreditiert, gegen einen Aufschlag von 21% und Amortisation in acht Jahresraten. Seit 1926 ist eine Neuregelung getroffen worden. Die Baukosten werden danach jetzt von der polnischen Regierung jährlich bar gezahlt, und zwar zu Beginn jeden Baujahres zunächst mit einem Vorschuß von 750 000 Zloty. Das polnisch-französische Konsortium seinerseits hatte eine Kaution von 1 Mill. Zloty zu stellen.

Die Baukosten sind zunächst verteilt worden wie folgt:

1924	mit	0,3	Mill.	Zloty
1925	„	3,2	„	„
1926	„	4,5	„	„
1927	„	6,3	„	„
1928	„	6,3	„	„
1929	„	6,3	„	„
1930	„	4,1	„	„

Hierzu kommt, wie gesagt, gemäß Voranschlag ein Restbetrag von etwa 18 Mill. Zloty für Ausrüstung und Ausbau des Kaigeländes und der Gleisanlagen. Näheres hierüber ist noch nicht bekannt.

Arbeitsprogramm und gegenwärtiger Stand der Arbeiten.

Dem Arbeitsprogramm sind drei Hauptbedingungen zugrunde gelegt.

1. Die Kaimauerbauten sollen derartig nach und nach fertiggestellt werden, daß sie streckenweise gleich in Betrieb genommen werden können, jedoch sollen sie im gleichen Maße fortschreiten, wie die Molen- und Wellenbrecherbauten.

2. Anderseits sollen die Kaimauerbauten auch in demselben Maße wie die Bagger- und Spülarbeiten vorangehen.

3. Die Kosten der gesamten Jahresarbeiten müssen im Rahmen der festgesetzten Jahresraten bleiben.

Demgemäß sind in den Jahren 1924 bis 1926 gebaut worden: Die Nordmole mit dem Marinebecken, eine 400 m lange Kaistrecke des Außenhafens längs der Südmole, mit Verbreiterung der Mole auf 150 m, nebst einem zum Schutze dieses Kais errichteten behelfsmäßigen Wellenbrecher von 150 m Länge, ferner etwa 300 m Kai am Binnenhafen. Außerdem waren etwa 1,8 Mill. m³ gebaggert worden. 1927 sind weiterhin 700 lfd. m Wellenbrecher und 850 m Kaimauern geleistet mit entsprechendem Fortgang der Baggerungen im Binnenbecken. 1928 sollen fertig werden 1200 lfd. m Kaimauern und Wellenbrecher, mit Fertigstellung und Anschluß der Südmole. Für 1929 ist die Beendigung der Wellenbrecherbauten geplant, Fortsetzung der Binnenkais und Inangriffnahme des 300 m langen Piers, mit entsprechendem Fortschreiten der Bagger- und Spülarbeiten, und 1930 schließlich die Gesamtfertigstellung aller Arbeiten des Außen- und Binnenhafens.

Die Gesamtplanung des Hafens zeigt Zweckmäßigkeit und Übersichtlichkeit. Auch ist anzuerkennen, daß die Ausführung der Hafenbauwerke sowohl hinsichtlich der Konstruktionen als auch im Hinblick auf die gewählten Arbeitsverfahren, soweit bisher zu übersehen ist, auf gründlicher Überlegung aller technischen Einzelheiten beruht, ganz besonders aber auch nach den Gesichtspunkten höchster Wirtschaftlichkeit geschieht und in ihrer Gesamtheit als eine gut durchgeführte technische Leistung die Beachtung der Fachwelt verdient.

Die wesentlichsten Zahlen des bisherigen Bauvorhabens (Abb. 3) seien nachstehend nochmals übersichtlich wiedergegeben.

Der Außenhafen umfaßt rd.	130	ha
der Binnenhafen umfaßt rd.	45	„
das Hafengelände etwa	100	„
der Bodenaushub beträgt insgesamt . .	9 000 000	m³
die Wassertiefen sind in der Hafeneinfahrt	11	m MW
„ „ „ im Außenhafen . .	8	„
„ „ „ im Binnenhafen . .	10	„

An Hafenbauwerken werden insgesamt ausgeführt

2900	lfd. m	Molen und Wellenbrecher
2100	„	Kaimauern mit 8 m Wassertiefe
2800	„	Kaimauern mit 10 m Wassertiefe
7800	lfd. m	

Folgende Anlagen sind bisher fertiggestellt und für den Hafenverkehr bereits nutzbar: Im Außenhafen das Marinebecken, an der Südmole 400 m Kai mit 8 m Tiefe, ausgerüstet mit Gleisen und zwei Greiferkatzen, Verladebrücken von 15 t Tragfähigkeit, am Südufer des Binnenhafens etwa 500 m Kai mit 10 m Tiefe, ausgerüstet mit Gleisen, und 1 Kaischuppen in Eisen- und Wellblechkonstruktion, ferner die Kaimauer am südwestlichen Anschluß des Binnenbeckens, in ganzer Länge.

Schiffswerften.

Bezüglich der Ausstattung des neuen Hafens mit Schiffsreparaturanstalten bestehen ebenfalls bereits recht weitgehende Pläne. Zufolge neuerlichen Zeitungsnachrichten ist die Errichtung einer Großwerft für Reparatur und Neubau von Handelsschiffen beabsichtigt, deren Einrichtung die französischen Firmen A. Normand in Le Havre und Chantiers Navals Francais in Caen übernehmen sollen. Die Baukosten sind auf etwa 15 Mill. Zloty vorgesehen. Ob die Werft als Staatswerft oder privatwirtschaftlich betrieben werden soll, ist noch nicht bekannt. Die Werft soll liegen in dem Kielauer Gelände am Nordwestende des Hafens (nach dem Vollausbauplan), und zwar soll dort zunächst ein Schwimmdock angelegt werden. Zu diesem Zweck soll jetzt bereits mit dem Aushub eines schmalen Kanals von Becken 1 bis an die Grenze des Hafenerweiterungsgebietes begonnen werden. Dieser 2 km lange Kanal (der künftige Hafenkanal) soll zugleich als vorläufiger Industriekanal der Heranziehung von Industrieansiedlungen jeglicher Art in dem Kielauer Gelände dienen. Unabhängig von dieser Großwerftplanung ist unmittelbar am Fischereihafen die Errichtung einer Werft für Fischerfahrzeuge beabsichtigt, und zwar durch die polnische Fischereigenossenschaft, zusammen mit der Staatlichen Landwirtschaftsbank.

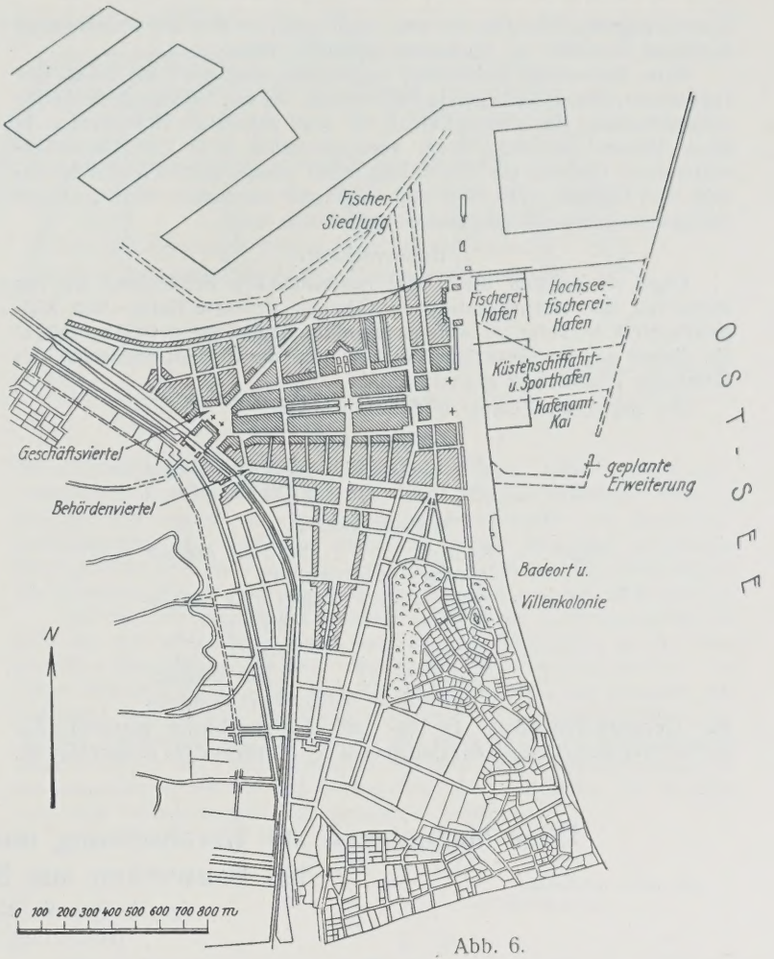


Abb. 6.

Der Ausbau der Hafenstadt Gdingen.

Im Zusammenhang mit den Hafenausbauplänen ist ferner ein Generalbebauungsplan für den Ausbau und die Erweiterung des Hafenortes Gdingen bereits aufgestellt worden, der in Abb. 6 wiedergegeben ist. Infolge des Hafenausbaues und des beginnenden Hafenverkehrs hat sich aus dem früheren Fischerdorf Gdingen bereits eine Ortschaft von rd. 6000 Einwohnern entwickelt, so daß eine lebhafte Bautätigkeit auch im Ort und in der Umgegend seit Jahren im Gange ist. Man hat Gdingen daher bereits zur Stadt erhoben und zum Sitz eines See-Starosten gemacht, der als besonderer Kommissar in vielen Fragen des Hafenausbaues und der Stadtgründung dem polnischen Ministerium in Warschau unmittelbar untersteht. Der Stadtausbauplan und der bereits bearbeitete Entwurf der städtischen Versorgungsanlagen sind aufgestellt für eine Bevölkerungszunahme bis zu 100 000 Einwohnern. Für die Bewältigung der dringlichsten Aufgaben der Gründung und des Ausbaues der Stadt, und für die Verzinsung und Tilgung der dazu benötigten Investierungsanleihe sind der Stadt vom polnischen Handelsministerium vorläufig 500 000 Zloty bereitgestellt worden. Inwieweit die Wasserversorgungs- und Kanalisationsarbeiten der Stadt bereits eingeleitet sind, ist nicht bekannt. Die Straßenausbauarbeiten schreiten in neuester Zeit rüstig fort. —

Der Bebauungsplan der Stadt, der von dem Architekten und Referenten Kunvewicz im polnischen Arbeitsministerium aufgestellt ist, nimmt im wesentlichen auf alles das Rücksicht, was durch die vorliegende Vereinigung einer Seehafenstadt mit einem Seebadeort geboten erscheint. Der Plan sieht in Verbindung mit dem obenerwähnten Industriegelände die Ansiedlung der im Hafen und in der Industrie tätigen Bevölkerung im Gelände nördlich des Hafens zwischen Kielau und Gdingen vor. (Eigentlicher Hafenstadtteil). Unmittelbar südlich der Hafenbahnen soll sich das Stadtzentrum entwickeln, mit breiten, senkrecht zueinander laufenden Straßen und Promenaden sowie Boulevards längs des Strandes. Die Stadtmitte soll mit dem nördlichen Hauptstraßenzug das Geschäftsviertel umfassen, während der südlichere Hauptstraßenzug „als Regierungsviertel“ für alle öffentlichen Amtsgebäude sowie Banken und Großhandelshäuser bestimmt sein soll. Unmittelbar neben der Südmole längs der Küstenzone des Fischereihafens soll die Fischereibevölkerung angesiedelt werden. Südlich des Stadtzentrums werden sich die Wohnviertel und der Seebadeort Gdingen mit Villenkolonien ausdehnen. Hier hat sich auch seit Jahren schon eine lebhafte Bautätigkeit entwickelt. — Im allgemeinen erscheint das verfügbare Gelände südlich des Hafens recht schmal und durch die Höhenzüge derartig eng begrenzt, daß die

Erweiterungsmöglichkeiten für eine Stadt größeren Stils und weiträumigen Ausbaues immerhin als beschränkt anzusehen sind. —

Einer besonderen Erwähnung bedarf schließlich noch das neben den Hafenausbauplänen vorliegende Bauvorhaben für die Abkürzung der Eisenbahnverbindung des neuen Hafens mit dem polnischen Hinterlande. In dieser Hinsicht ist nach einem vom polnischen Sejm 1925 bereits beschlossenen Gesetze die Herstellung einer neuen unmittelbaren Hauptbahn von Gdingen nach Bromberg in Angriff genommen worden, deren Fertigstellung neuerdings beschleunigt werden soll. —

Hafenverkehr.

Ohne im Rahmen dieser rein bautechnischen Betrachtung die von Polen mit der Hafengründung in Gdingen verfolgte Hafen- und Wirtschaftspolitik berühren zu wollen, seien zur Abrundung des Gesamtbildes die Ziffern des gegenwärtigen Verkehrs und die Zukunftsaussichten des Gdingener Hafens kurz gestreift.

Der seewärtige Verkehr in Gdingen betrug:

Schiffsverkehr.

1926 . .	298 Schiffe mit	204 767 Netto-Reg.-t
1927 . .	529 Schiffe mit	421 939 Netto-Reg.-t

Warenverkehr.

1926 . .	Kohlen	402 246 t	Ausfuhr
	(anderes nicht bekannt)		
1927 . .	Kohlen	880 226 t	Ausfuhr
	Holz	8 324 t	„
	Zement . . .	2 800 t	„
	Passagiere . .	7 790	Ausgang
	Verschiedene Waren	6 021 t	Einfuhr.

Der Gesamtwarenverkehr in Ein- und Ausfuhr betrug hiernach 1927 rd. 900000 t, wobei jedoch der Hauptanteil der Kohlenausfuhr zu beachten ist.

Die Republik Polen, als nächstliegendes Hinterland des Gdingener Hafens umfaßt 388 000 km² mit 27 200 000 Einwohnern (also einer Bevölkerungsdichte von 70 Bewohnern je km²). Im Vergleich mit dem 63 300 000 Einwohner zählenden Deutschen Reich von 472 000 km² betrug beispielsweise 1926 in den Außenhandelsziffern Polens Ausfuhr etwa „$^1/_9$“ und seine Einfuhr etwa „$^1/_{14}$“ derjenigen Deutschlands.

Polen hat sich in den letzten Jahren als ein stark exportierendes Land entwickelt. Neben Holz, Getreide und Zucker (wie früher schon) spielt neuerdings die Kohlenausfuhr eine große Rolle. Die Zukunftsaussichten des Gdingener Hafens werden daher polnischerseits als recht günstig betrachtet. In den Hauptverkehrsbeziehungen zum Hinterlande weist der Hafen Gdingen allerdings gegenüber den Nachbarhäfen, wie Königsberg, Danzig und Stettin, keine Unterschiede oder Nachteile auf. Es fehlt ihm jedoch der Binnenwasserweg. Daher ist anzunehmen, daß eine Begünstigung des Hafens insbesondere durch vorteilhafte Transitfrachten angestrebt werden wird, etwa von der Tschechoslowakei, Rumänien oder von Teilen Rußlands her. Für die Wettbewerbsfähigkeit des Hafens kann es außerdem von gewisser Bedeutung sein, daß die Lohnverhältnisse dort — wie in Polen allgemein wohl — einstweilen noch verhältnismäßig niedrig sind, so daß die Hafenumschlagkosten für den See- und Transitverkehr sich dadurch vorläufig unter Umständen noch recht vorteilhaft gestalten dürften, wenn die sonstigen Vorbedingungen dafür erfüllt sein werden. — Alles in allem wird man daher den polnischen Hafenausbau in Gdingen technisch und wirtschaftlich in seiner vollen Bedeutung zu beachten haben.

Literatur: „The Dock and Harbour Authority“ London Bd. V. Havneanlaeget ved Gdynia. Foredrag Holdt I Dansk Ingeniörforening den 6. Oktober 1926. Af Ingeniör K. Hojgaard, M. Ing. F. Saertryk af Ingeniören 1926, Nr. 43. Poln. Zeitschrift „Morze“ (Das Meer), Oktober 1926.

Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle**, Stuttgart.

(Fortsetzung aus Heft 37.)

II.

Von größter Wichtigkeit ist die Berücksichtigung der Schwindeinflüsse auf statisch unbestimmte Rahmentragwerke und Gewölbe. Hierbei lassen sich durch bauliche Maßnahmen die Schwindwirkungen nur in seltenen Fällen ganz ausschalten. Bei den meisten Ausführungen treten durch das Schwinden Zusatzspannungen auf, die in der Berechnung und Bemessung berücksichtigt werden müssen.

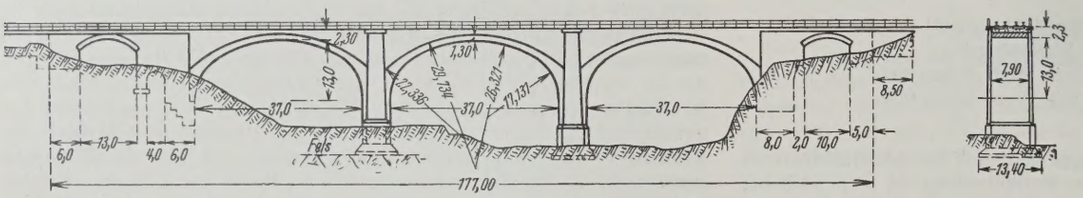


Abb. 15a.

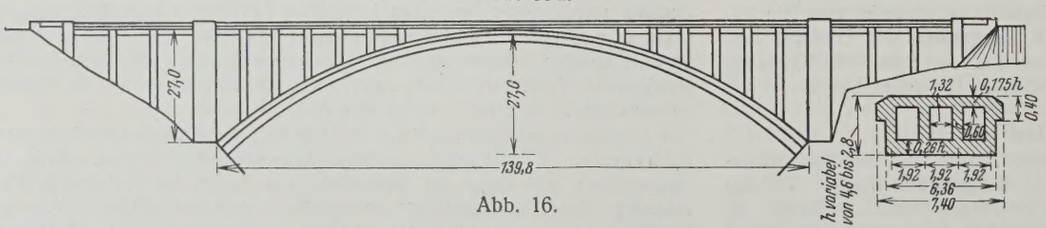


Abb. 16.

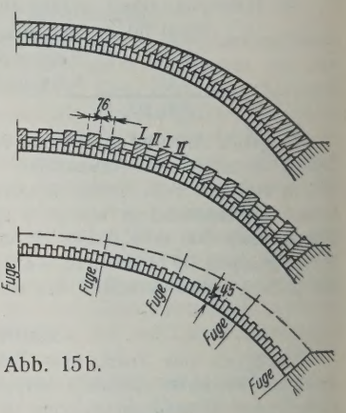


Abb. 15b.

Will man die Schwindspannungen in einem gelenklosen Gewölbe vollkommen ausschalten, so kann dies nur dadurch geschehen, daß man das Gewölbe aus Betonquadern herstellt, die vor dem Aufbringen auf das Lehrgerüst bei ausreichender Lagerzeit vollkommen erhärtet und geschwunden sind. Die den Quadersteingewölben nachgeahmte Herstellungsart ist jedoch nur ausnahmsweise wirtschaftlich und wird deshalb selten angewandt. Demgegenüber kommt eine gemischte Ausführungsweise der Gewölbe mit Natur- oder Betonsteinen und Stampfbeton auch heute noch häufig vor.

Ein neueres Ausführungsbeispiel ist die Thurbrücke in Schwarzenbach (zweigleisige Eisenbahnbrücke auf der Linie Winterthur—St. Gallen) mit drei Hauptöffnungen von je 37 m l. W. und zwei Seitenöffnungen von 10 bezw. 13 m l. W. (Abb. 15a). Der Herstellungsvorgang der Gewölbe war folgender[1]): Zunächst wurde ein unterer Ring mit Verzahnung nach oben und die erste Kranzschicht aus 30 Tage alten Betonsteinen gemauert, wobei im Scheitel und in den Kämpfern schmale Mörtelfugen offen gelassen wurden. Darauf folgte die Aufmauerung der oberen Kranzringe an den Gewölbestirnen. Nach 21 Tagen Wartefrist wurden die Lamellen I (Abb. 15b) betoniert, nach weiteren 21 Tagen die über zwei bis drei Steinreihen reichenden Lamellen II und nach weiteren 21 Tagen die Schwindfugen im Scheitel und bei den Kämpfern mit Mörtel ausgegossen.

Ein bemerkenswertes Verfahren zur Ausschaltung der Schwindspannungen ist neuerdings in der Schweiz beim Bau der Straßenbrücke über die Caille bei Cruselles (Haute Savoie) erprobt worden.[2]) Das Betongewölbe von 139,80 m Stützweite und 27 m Pfeilhöhe (Pfeilverhältnis 1/5,2) ist mit Aussparungen gleich rd. $^1/_3$ der Querschnittsfläche versehen und in drei Ringen von 0,26 h, 0,565 h und 0,175 h ausgeführt worden (Abb. 16). In jedem Ring wurde der Gußbeton zwischen parallelen, 15 bis 18 cm dicken Betonplatten eingebracht, die vier bis fünf Monate vor dem Aufbringen fertiggestellt, also vor dem Einbau schon stark geschwunden waren. Die Platten machten rd. $^1/_3$ der Gesamtmasse des Gewölbes aus.

Das Lehrgerüst bestand aus vier hölzernen Bogenfachwerkträgern von je 4 m Höhe im Scheitel und 6 m Höhe im Kämpfer, die für die

[1]) Nach Angaben von A. Bühler, Brückeningenieur der S. B. B., Bern.

[2]) Schweiz. Bauztg. vom 27. August 1927. Beton u. Eisen 1928, S. 37.

Aufnahme der Last des ersten Ringes berechnet waren. Die Auflast des zweiten Ringes wurde vom Lehrgerüst zusammen mit dem ersten Ring getragen, die Auflast des dritten Ringes vom Lehrgerüst zusammen mit dem ersten und zweiten Ring. Der Beton wurde im Verlauf von fünf Monaten zwischen den Betonplatten in Lamellen derart eingebracht, daß die Gewölbelast sich symmetrisch und möglichst gleichmäßig auf das Lehrgerüst verteilte. Durch eine eigenartige, von dem Erbauer der Brücke, Ing. M. Baticle, erdachte Anordnung der Platten in den verschiedenen Ringen in Verbindung mit dem geschilderten Ausführungsverfahren wurde die Ausschaltung der Schwindeinflüsse auf das Gewölbe im ganzen, als auch der Unterschiede des Schwindens, die durch die Herstellung in drei Ringen bedingt waren, als auch der Spannungen infolge der Verkürzung der Bogenachse unter den Normalkräften nach dem Ausrüsten erreicht.

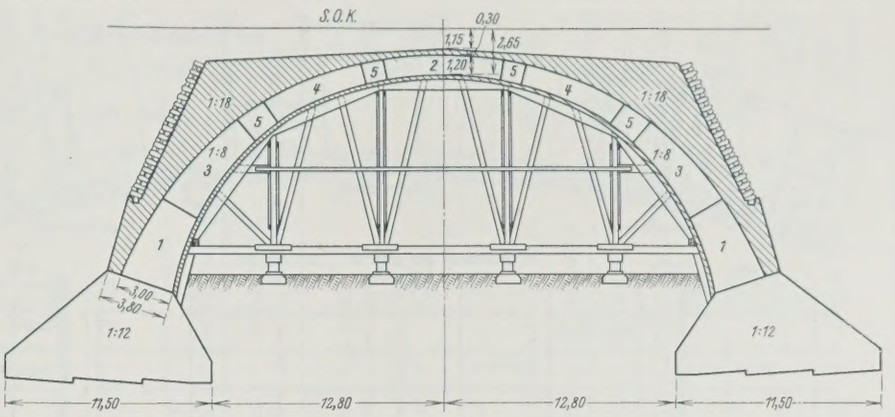


Abb. 17.

Ein Nachteil der vorbeschriebenen Ausführungsverfahren besteht — ganz abgesehen von den Kosten — darin, daß sie viel Zeit erfordern. Der Zeitaufwand von Beginn der Herstellung der Gewölbesteine bis zum Gewölbeschluß beträgt mindestens sechs Monate. Es ist nun schon mit Rücksicht auf die Witterung und die Jahreszeit nicht immer möglich, die erwünschte Erhärtungszeit der Betonsteine und der Lamellen einzuhalten und mit dem Schließen der Gewölbe längere Zeit zu warten. Aus wirtschaftlichen Gründen ist man heute bestrebt, den Bauvorgang möglichst einfach zu gestalten und die Bauzeit auf ein Mindestmaß zu beschränken. Der neuzeitliche Baubetrieb verträgt keine Arbeitsunterbrechungen. Der teure Gerätepark soll möglichst rasch für andere Zwecke nutzbar gemacht werden. Bei der Überbrückung von Flüssen empfiehlt es sich weiterhin, die Lehrgerüste wegen der Gefahr der Beschädigung durch Hochwasser oder wegen Beeinträchtigung der Schiffahrt so bald wie möglich zu entfernen. Schließlich können die Vorteile der hochwertigen Zemente in Hinsicht auf das rasche Erhärten nicht ausgenutzt werden. Alle diese Umstände führen heute dazu, Mittel und Wege zu suchen, die eine rasche Bauausführung der Gewölbe gestatten, ohne daß dabei das unausbleibliche Schwinden des Betons sich nachteilig auswirkt. Unter keinen Umständen ist es angängig, Betongewölbe in einem Zuge zu stampfen oder zu gießen. Wo man schon so verfahren ist, hat man immer schlechte Erfahrungen gemacht. Stets sind beim Ausrüsten oder später Risse aufgetreten. Es geht eben nicht an, wesentliche Eigenschaften des Baustoffs außer Acht zu lassen. Es gilt sowohl bei der Entwurfbearbeitung als auch bei der Berechnung und der Bauausführung die Erkenntnisse der wissenschaftlichen Betonforschung praktisch auszuwerten und zu berücksichtigen.

Je mehr sich in der Baupraxis die wissenschaftlichen Erkenntnisse über das Verhalten des Betons durchsetzen, um so mehr werden die unbewehrten Betongewölbe verschwinden. Im Eisenbahnbau werden schon mit Rücksicht auf die hohen Verkehrslasten künftig unbewehrte Gewölbe zu den Ausnahmen gehören, bewehrte Gewölbe die Regel bilden.

Die Bewehrung dient dazu, die von den Verkehrslasten, den Temperaturänderungen und Schwindeinflüssen herrührenden Zugspannungen im Gewölbe aufzunehmen, weiterhin rechnerisch nicht zu erfassende Zusatzspannungen auszugleichen, die infolge von ungleichmäßigen Senkungen des Lehrgerüstes oder von Unregelmäßigkeiten beim Ausrüstungsvorgang herrühren, endlich zur Erhöhung der Sicherheit bei unvorhergesehenen Abweichungen der tatsächlichen Gewölbeform von der theoretisch berechneten und gegen etwaige Überlastung durch Steigerung der Fahrzeuggewichte. Bewehrte Gewölbe sind bekanntlich gegen Überlastung viel weniger empfindlich als unbewehrte Gewölbe. Sie sind wegen der geringeren Querschnittabmessungen elastischer und weisen geringere Temperatur- und Schwindspannungen auf. Die Druckfestigkeit des Betons kann besser ausgenutzt werden. Mäßige Erhöhungen der ohnehin geringen Eisenzugspannungen sind von geringer Bedeutung, während die gleichzeitig auftretende Erhöhung der Betondruckspannungen wegen der mit dem Alter zunehmenden Druckfestigkeit des Betons unbedenklich ist.[3])

Die Deutschen Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Eisenbeton, Teil II, (Konstruktionsgrundsätze und Leitsätze für die statische Berechnung), § 16 (Einfluß der Temperatur und des Schwindens) enthalten den Satz: „Bei statisch unbestimmten Tragwerken ist dem Einfluß des Schwindens auf die statisch unbestimmten Größen durch die Annahme eines Temperaturabfalls von 15° Rechnung zu tragen". In den Bestimmungen für Ausführung von Bauwerken aus Beton fehlt eine entsprechende Vorschrift. Das ist ein offenkundiger Mangel. Denn gerade bei den Betongewölben ist die Berücksichtigung der Schwindeinflüsse von größter Wichtigkeit. Das Gesamtschwindmaß des Stampfbetons, wie es für unbewehrte Betongewölbe in Betracht kommt, also in Mischungsverhältnissen 1 : 4 bis 1 : 8, liegt nach den Grafschen Versuchen zwischen 0,50 und 0,30 mm/m, ist also einem Temperaturabfall von 50 bis 30° gleichzusetzen. In die Praxis umgesetzt, besagt dies, daß unbewehrte Betongewölbe nur dann zulässig sind, wenn durch bauliche Maßnahmen die Schwindeinflüsse ganz oder zum größeren Teil ausgeschieden werden.

Daß das Schwindmaß bei Stampfbetongewölben recht bedeutend ist, geht aus den über sieben Jahre ausgedehnten Messungen an der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Cannstatt hervor. An dieser Brücke ist neben den von Temperatureinflüssen herrührenden Bewegungen der Scheitel der Dreigelenkbogen ein dauerndes Sinken der Scheitel festgestellt worden, das auf das Schwinden des Gewölbebetons zurückzuführen war. Das tatsächlich erreichte Gesamtschwindmaß wurde bei insgesamt 51 mm Scheitelsenkung nach dem Ausrüsten, das 75 Tage nach dem Betonierungsbeginn stattfand, errechnet aus

$$\Delta f = \frac{k}{1000}\left(f + \frac{l^2}{4f}\right)$$

zu

$$k = \frac{51}{7{,}0 + \frac{57^2}{4 \cdot 7{,}0}} = 0{,}41 \text{ mm/m}.$$

Um die Schwindspannungen in eingespannten Gewölben zu verringern, hat sich in der Praxis das Herstellungsverfahren mit Lamellenbetonierung herausgebildet. Der Betonierungsvorgang in Lamellen bringt neben der Herabminderung der Schwindspannungen außerdem den Vorteil, daß die unvermeidlichen Formänderungen des Lehrgerüstes unter der Belastung ohne schädliche Einwirkungen auf das Gewölbe bleiben. Die Einteilung der Lamellen hat sich nach der Lehrgerüstkonstruktion zu richten. Sie wird bei dem üblichen Lehrgerüst auf festen Stützjochen meist so gewählt, daß zuerst die Kranhölzer auf ihre freie Länge durch Lamellen belastet werden und dazwischen schmälere Lücken über den festen Unterstützungspunkten der Kranhölzer ausgespart bleiben, die dann später geschlossen werden (Abb. 17). Die großen Lamellen erhalten im allgemeinen 4 bis 8 m Länge, während die kleinen Lamellen im Mittel mit 1 m Länge ausgeführt werden. Die Schwindspannungen werden um so weitgehender ausgeschaltet, je langsamer der Bau fortschreitet und je länger mit der Ausbetonierung der Schlußlamellen zugewartet wird.

Das Herstellungsverfahren mit Lamellen hat bei unbewehrten Betongewölben den Nachteil, daß die Homogenität des Gewölbes durch die Arbeitsfugen gestört wird. Mit der Zugfestigkeit des Betons darf jedenfalls in den Arbeitsfugen nicht gerechnet werden. Man findet bei genauer Beobachtung der alten Stampfbetongewölbe, daß die Arbeitsfugen sich nachträglich geöffnet haben.

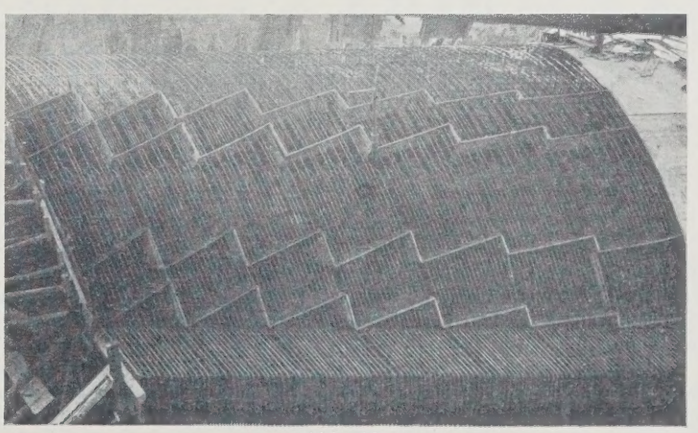


Abb. 18.

[3]) Vergl. Dr.-Ing. K. W. Schaechterle, Beiträge zur Berechnung der im Eisenbetonbau üblichen elastischen Bogen und Rahmen. Berlin 1910. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn; ferner: Wirtschaftlicher Vergleich zwischen Eisenbeton und Eisen. Schweiz. Bauztg. 1926, S. 193 ff.

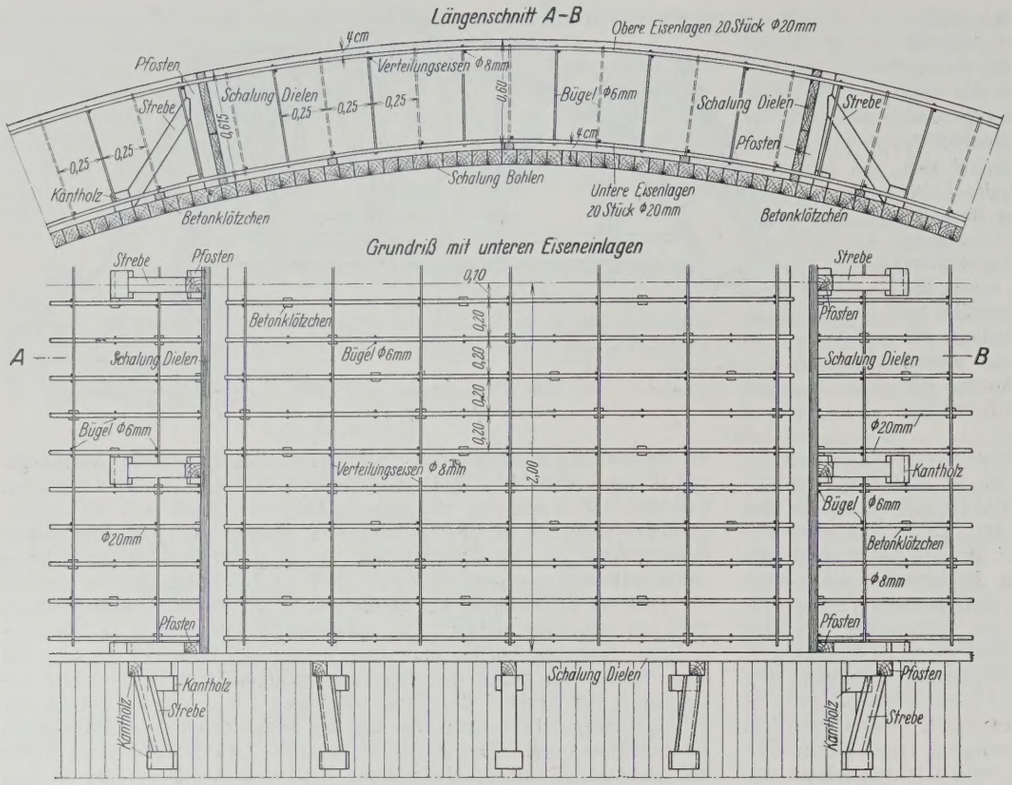


Abb. 19.

Bei den mit Eisen bewehrten Gewölben sind die durch Lamellenbetonierung entstehenden Arbeitsfugen unbedenklicher, weil die Eiseneinlagen auch nach dem etwaigen Öffnen der Arbeitsfugen die Aufnahme von Zugkräften gewährleisten. Anderseits macht hier die Zwischenschalung wegen der Durchführung der Eisen erhebliche Schwierigkeiten und verteuert die Ausführung. Das ist in besonderem Maße der Fall bei schiefen Gewölben, wo die Lamellen sägeförmig abgesetzt werden müssen (Abb. 18).

Eine in der Praxis erprobte Ausführungsform der Lamellenschalung bei bewehrten Gewölben ist in Abb. 19 dargestellt. Nach der Aufstellung des Lehrgerüstes, dem Aufbringen der Leibungsbohlen und dem Aufsetzen der Stirnbretter werden die Eisen verlegt, die Trageisen mit den Bügeln verknüpft, dann das ziemlich starre Eisengerippe durch Betonklötzchen von 4 bis 6 cm Höhe unterlegt. Hierauf werden die Lamellenschalungen eingebaut. Diese sind unten und oben mit Schlitzen für die Durchführung der Längseisen versehen. Die Schlitze werden unterhalb der unteren und oberhalb der oberen Eisen durch Leisten gedeckt. Im übrigen wird die Schalwand aus einzelnen Brettstücken so zusammengesetzt, daß sie nach der Betonierung leicht entfernt werden kann.

Eisenbewehrte Betonkörper zeigen ein kleineres Schwindmaß als unbewehrte Betonkörper, und zwar darf — wie bereits eingangs ausgeführt ist — angenommen werden, daß das Schwindmaß mit dem Grade der Bewehrung abnimmt. Das Gesamtschwindmaß des bewehrten Betons 1 : 4 darf 0,25 mm/m gesetzt werden. Die Schweizer Vorschriften verlangen dementsprechend die Berücksichtigung eines Schwindmaßes von $\frac{25}{10^5}$. Wenn nach den Deutschen Eisenbetonbestimmungen bei uns mit der Zahl 0,15 mm/m gerechnet wird, so setzt diese Annahme schon Eisenbewehrung und die übliche Lamellenbetonierung voraus. Immerhin erreichen auch die nach den Deutschen Vorschriften berechneten Schwindspannungen hohe Werte, die nicht vernachlässigt werden dürfen.

Um die Schwindeinflüsse auf eingespannte Gewölbe, die ohne Arbeitsunterbrechungen hergestellt werden, weitgehend herabzumindern und unter Umständen ganz auszuschalten, gibt es zwei Wege:

1. Die Anordnung vorübergehend wirksamer Gelenke im Scheitel und bei den Kämpfern,
2. die Anwendung des Ausrüstungsverfahrens mit Hochdruckwasserpressen (Färber, Freyssinet).

In beiden Fällen wird im allgemeinen an der Lamellenbetonierung festgehalten, aber das Verfahren nur insoweit angewandt, als dies für die gleichmäßige Belastung des Lehrgerüstes zur Verhinderung weitgehender Formänderungen notwendig ist. Die Lamellen werden in bestimmter Reihenfolge unmittelbar hintereinander ohne Zwischenpause betoniert. Ebenso kommt die Wartezeit zum Gewölbeschluß in Wegfall.

Das mit vorübergehend wirksamen Gelenken versehene Gewölbe wird stückweise, aber fortlaufend in einem Zuge betoniert, nach ausreichender Erhärtung ausgerüstet. Die Bogenschenkel können nun nach dem Ausrüsten ungehemmt schwinden. Mit dem Schwinden senkt sich der Bogenscheitel. Es treten nur unbedeutende Schwindspannungen auf. Die Gelenke bleiben solange in Wirkung, bis der Beton den größten Teil des Gesamtschwindmaßes erreicht hat. Dann erst wird das Gewölbe endgiltig geschlossen. Je länger die Gelenke wirksam bleiben, um so größer ist der Betrag der ausgeschalteten Schwindspannungen.

Beim Ausrüstungsverfahren mit Hochdruckwasserpressen werden im Scheitel des in vorbeschriebener Weise betonierten Gewölbes Pressen eingebaut. Durch Auseinanderdrücken der beiden Gewölbehälften kann eine ganz bestimmte Drucklinie eingestellt werden; durch Verlegung des Druckmittelpunktes aus der Mitte der Scheitelfuge nach unten wird erreicht,

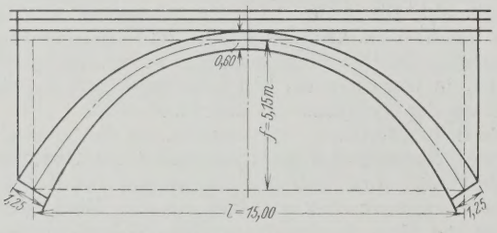


Abb. 20a.

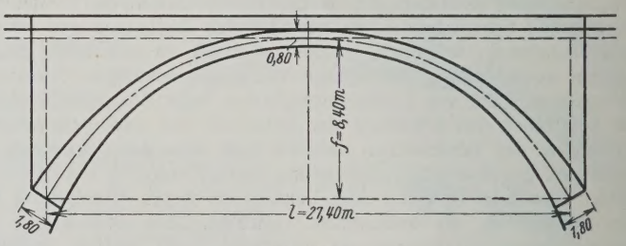


Abb. 20b.

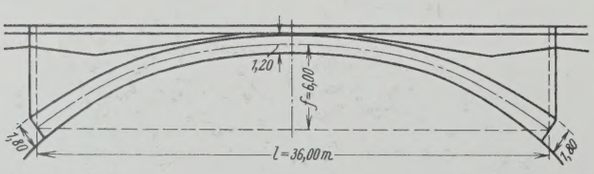


Abb. 20c.

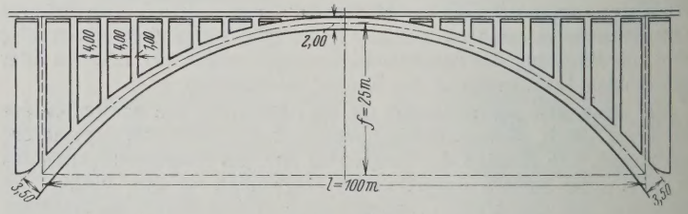
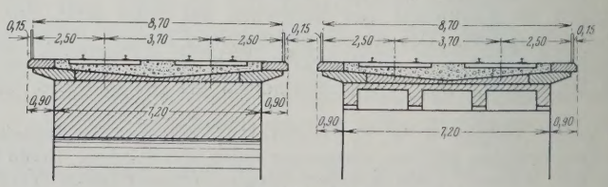


Abb. 20d.



Zu Abb. 20d.

a) ohne Gelenke. b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken.

Schnitt		Eigengew. mit *He*	Verkehr (Lastzug *N*)		Temperatur ± 15 ° C	Schwinden — 15 ° C	Grenzwerte		Schnitt		Eigengew. ohne *He*	Verkehr (Lastzug *N*)		Temperatur ± 15 ° C	Schwinden — 5 ° C	Grenzwerte	
Scheitel	σ_o	+ 6,32	+ 12,00	— 2,04	∓ 11,32	+ 11,32	+ **40,96**	— 7,04	Scheitel	σ_o	— 4,82 + 0,92 [1]	+ 12,00	— 2,04	∓ 11,32	+ 3,77	+ 31,91 + 28,01 [1]	— 8,54 — 12,44 [1]
	σ_u	+ 3,00	+ 5,44	— 7,62	± 13,85	— 13,85	+ 22,29	— **32,32**		σ_u	+ 4,82 + 8,72 [1]	+ 5,44	— 7,62	± 13,85	— 4,62	+ 24,11 + 28,01 [1]	— 21,27 — 17,37 [1]
Kämpfer	σ_o	+ 3,85	+ 10,25	— 4,90	± 12,50	— 12,50	+ 26,60	— **26,05**	Kämpfer	σ_o	+ 5,50	+ 10,25	— 4,90	± 12,50	— 4,17	+ 28,25	— 16,07
	σ_u	+ 7,08	+ 8,20	— 7,60	∓ 11,88	+ 11,88	+ **39,04**	— 12,40		σ_u	+ 5,50	+ 8,20	— 7,60	∓ 11,88	+ 3,96	+ 29,54	— 13,98

Eingespannter Bogen einer eingleisigen Bahnbrücke aus Eisenbeton. Spannweite $l = 27{,}40$ m, Pfeilhöhe $f = 8{,}40$ m, Pfeilverhältnis $\psi = 1 : 3{,}26$, Bogenbreite $b = 4{,}00$ m. (Abb. 20b.)

Grenzwerte der Randspannungen in kg/cm².

a) ohne Gelenke. b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken.

Schnitt		Eigengew. mit *He*	Verkehr (Lastzug *N*)		Temperatur ± 15 ° C	Schwinden — 15 ° C	Grenzwerte		Schnitt		Eigengew. ohne *He*	Verkehr (Lastzug *N*)		Temperatur ± 15 ° C	Schwinden — 5 ° C	Grenzwerte	
Scheitel	σ_o	+ 11,70	+ 20,60	— 3,40	∓ 10,00	+ 10,00	+ **52,30**	— 1,70	Scheitel	σ_o	+ 9,32 + 2,63 [2]	+ 20,60	— 3,40	∓ 10,00	+ 3,33	+ 43,25 + 36,56 [2]	— 4,08 — 10,77 [2]
	σ_u	+ 6,42	+ 8,45	— 13,90	± 12,10	— 12,10	+ 26,97	— **31,68**		σ_u	+ 9,32 + 16,01 [2]	+ 8,45	— 13,90	± 12,10	— 4,03	+ 29,87 + 36,56 [2]	— 20,71 — 14,02 [2]
Kämpfer	σ_o	+ 6,67	+ 16,30	— 8,00	± 11,30	— 11,30	+ 34,36	— **23,84**	Kämpfer	σ_o	+ 9,48 + 8,80 [2]	+ 16,30	— 8,00	± 11,30	— 3,77	+ 37,08 + 36,39 [2]	— 13,59 — 14,26 [2]
	σ_u	+ 12,10	+ 11,70	— 13,60	∓ 10,90	+ 10,90	+ **45,60**	— 12,40		σ_u	+ 9,48 + 10,17 [2]	+ 11,70	— 13,60	∓ 10,90	+ 3,63	+ 35,71 + 36,39 [2]	— 15,02 — 14,34 [2]

Eingespannter Bogen einer eingleisigen Bahnbrücke aus Eisenbeton. Spannweite $l = 36{,}00$ m, Pfeilhöhe $f = 6{,}00$ m, Pfeilverhältnis $\psi = 1 : 6$, Bogenbreite $b = 4{,}00$ m. (Abb. 20c.)

Grenzwerte der Randspannungen in kg/cm².

a) ohne Gelenke. b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken.

Schnitt		Eigengew. mit *He*	Verkehr (Lastzug *N*)		Temperatur ± 15 ° C	Schwinden — 15 ° C	Grenzwerte		Schnitt		Eigengew. ohne *He*	Verkehr (Lastzug *N*)		Temperatur ± 15 ° C	Schwinden — 5 ° C	Grenzwerte	
			Druck	Zug			Druck	Zug				Druck	Zug			Druck	Zug
Scheitel	σ_o	+ 16,00	+ 20,60	— 2,20	∓ 13,80	+ 13,80	+ **64,20**	± 0,00	Scheitel	σ_o	+ 15,10	+ 20,60	— 2,20	∓ 13,80	+ 4,60	+ 54,10	— 0,90
	σ_u	+ 13,90	+ 8,70	— 10,30	± 18,60	— 18,60	+ 41,20	— **33,60**		σ_u	+ 15,10	+ 8,70	— 10,30	± 18,60	— 6,20	+ 42,40	— 20,00
Kämpfer	σ_o	+ 12,20	+ 20,90	— 14,20	± 25,80	— 25,80	+ 58,90	— **53,60**	Kämpfer	σ_o	+ 13,80 + 15,55 [3]	+ 20,90	— 14,20	± 25,80	— 8,60	+ 60,50 + 62,25 [3]	— 34,80 — 33,05 [3]
	σ_u	+ 15,30	+ 19,00	— 14,30	∓ 23,40	+ 23,40	+ **81,10**	— 22,40		σ_u	+ 13,80 + 12,05 [3]	+ 19,00	— 14,30	∓ 23,40	+ 7,80	+ 64,00 + 62,25 [3]	— 23,90 — 25,65 [3]

Eingespannter Bogen einer zweigleisigen Bahnbrücke aus Eisenbeton. Spannweite $l = 100$ m, Pfeilhöhe $f = 25$ m, Pfeilverhältnis $\psi = 1 : 4$, Bogenbreite $b = 7{,}20$ m. (Abb. 20d.)

Grenzwerte der Randspannungen in kg/cm².

a) ohne Gelenke. b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken.

Schnitt		Eigengew. mit *He*	Verkehr (Lastzug *N*)		Temperatur ± 15 ° C	Schwinden — 15 ° C	Grenzwerte		Schnitt		Eigengew. ohne *He*	Verkehr (Lastzug *N*)		Temperatur ± 15 ° C	Schwinden — 5 ° C	Grenzwerte	
			Druck	Zug			Druck	Zug				Druck	Zug			Druck	Zug
Scheitel	σ_o	+ 28,29	+ 41,70	— 13,90	∓ 5,65	+ 5,65	+ **81,29**	— 8,74	Scheitel	σ_o	+ 24,07	+ 41,70	— 13,90	∓ 5,65	+ 1,88	+ 73,30	+ 4,52
	σ_u	+ 19,31	+ 22,30	— 31,30	± 6,27	— 6,27	+ 47,88	— **24,53**		σ_u	+ 24,07	+ 22,30	— 31,30	± 6,27	— 2,09	+ 52,64	— 15,59
Kämpfer	σ_o	+ 18,17	+ 47,80	— 28,20	± 7,12	— 7,12	+ 73,09	— **24,27**	Kämpfer	σ_o	+ 23,49 + 18,18 [4]	+ 47,80	— 28,20	± 7,12	— 2,37	+ 78,41 + 73,10 [4]	— 14,20 — 19,52 [4]
	σ_u	+ 28,60	+ 35,10	— 37,90	∓ 6,89	+ 6,89	+ **77,48**	— 16,19		σ_u	+ 23,49 + 28,81 [4]	+ 35,10	— 37,90	∓ 6,89	+ 2,30	+ 67,78 + 73,10 [4]	— 21,30 — 15,98 [4]

[1]) Werte nach Verschiebung des vorübergehend wirksamen Gelenks im Scheitel um 8,1 cm nach oben. — [2]) Werte nach Verschiebung der vorübergehend wirksamen Gelenke im Scheitel um 9,6 cm nach unten, im Kämpfer um 2,2 cm nach unten. — [3]) Werte nach Verschiebung des vorübergehend wirksamen Gelenks im Kämpferquerschnitt aus der Mitte nach oben um 3,8 cm. — [4]) Werte nach Verschiebung des vorübergehend wirksamen Gelenks im Kämpfer um 13,2 cm aus der Mitte nach unten.

daß im geschlossenen Gewölbe mit dem fortschreitenden Schwinden des Betons die Stützlinie nach der Gewölbemitte rückt, bis sie nach Erreichung des Gesamtschwindmaßes ungefähr in der Gewölbeachse verläuft.

Die Auswirkung der vorbeschriebenen Maßnahme auf die Spannungen soll an ein paar Beispielen aus der Praxis des Eisenbahnbrückenbaues gezeigt werden.

Die in den Abb. 20a, 20b, 20c u. 20d dargestellten Gewölbe unter Hauptbahngleisen mit verschiedenen Stützweiten und Pfeilhöhen sind nach dem von Prof. Dr.-Ing. ehr. Mörsch angegebenen Berechnungsverfahren als eingespannte Bogen auf Grund der Elastizitätstheorie berechnet worden. Die Werte der Randspannungen im Scheitel und Kämpferquerschnitt aus Eigengewicht, Verkehrslasten (N-Lastenzug), Temperatur (± 15 °), Schwinden (— 15 °) und die daraus sich ergebenden Grenzwerte der Randspannungen sind für jedes Gewölbe in der Tabelle (a) angegeben. In allen Fällen, selbst bei dem kleinen 15 m weitgespannten Gewölbe mit günstigem Pfeilverhältnis, treten hiernach Zugspannungen auf, die über die Zugfestigkeit des Betons hinausgehen und deutlich zeigen, daß Gewölbe unter Hauptbahngleisen — von wenigen Ausnahmefällen abgesehen — im allgemeinen mit Eiseneinlagen zu bewehren sind.

Durch die Anordnung von vorübergehend wirksamen Gelenken im Scheitel und bei den Kämpfern werden die Schwindspannungen zum größeren Teil und die von der Verkürzung der Gewölbeachse unter dem Einfluß von H_g herrührenden Zusatzspannungen ganz ausgeschaltet. Bleiben die Gelenke 6 bis 8 Wochen wirksam, so kommt nach dem Gewölbeschluß nur noch $^1/_3$ bis $^1/_4$ des Gesamtschwindmaßes zur Auswirkung. In der Rechnung ist der restliche Einfluß des Schwindens einem Temperaturabfall von 5° bis 3,75° gleichzusetzen. Läßt man die Gelenkfugen über 16 Wochen offen, so brauchen die Schwindeinflüsse in der Rechnung nicht mehr berücksichtigt zu werden.

In den Tabellen b) sind für die mit vorübergehend wirksamen Gelenken ausgestatteten Gewölbe die Grenzwerte der Randspannungen für ein restliches Schwindmaß von $\frac{5}{10^5}$ angegeben. Vergleicht man die Grenzwerte der Tabellen b), mit entsprechenden Werten der Tabellen a), so erkennt man ohne weiteres, daß eine wesentliche Herabsetzung der größten Randspannungen durch die Gelenkanordnung erreicht werden kann. So sind z. B. bei dem Gewölbe von 15,00 m Spannweite und 5,15 m Pfeil im Scheitelquerschnitt die oberen Randspannungen von + 41 kg/cm² auf + 32 kg/cm², d. h. um 22 %, und die unteren Randspannungen von — 32 kg/cm² auf — 21 kg/cm², d. h. um 31 % heruntergegangen.

Durch Verschieben der Gelenke aus der Gewölbeachse, und zwar im Scheitel nach unten und in den Kämpfern nach oben, lassen sich die Grenzwerte der Randspannungen noch weiter herabdrücken. So erhält man z. B. durch Verschiebung des Scheitelgelenkes aus der Achse um 8,1 cm nach unten statt ursprünglich + 41 kg/cm² nur noch + 28 kg/cm² und statt ursprünglich — 32 kg/cm² nur noch — 17 kg/cm², d. h. eine Ermäßigung um 37/47 %.

Die Herabsetzung der Zugspannungen ergibt eine Ersparnis an Eiseneinlagen, außerdem kann bei weiterer Durcharbeitung der Entwürfe an Beton gespart werden, wenn die Druckspannungen heraufgesetzt, d. h. die Betondruckfestigkeit mehr ausgenutzt wird.

Man erkennt aus den Beispielen a bis c, daß der Einbau von vorübergehend wirksamen Gelenken trotz der Mehraufwendungen für die Gelenke Kostenersparnisse bringen kann. Der Hauptvorteil aber liegt in der Verkürzung der Bauzeit.

Für das eingespannte Gewölbe der zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 100 m Spannweite und 25 m Pfeil betragen die Grenzwerte der Randspannungen:

a) ohne vorübergehend wirksame Gelenke (Schwindspannungen für — 15° nach den Bestimmungen berechnet)		
im Scheitelquerschnitt . .	= + 81,3 kg/cm²,	= — 24,5 kg/cm²,
in den Kämpferquerschnitten	= — 24,3 „	= + 77,5 „
b) mit vorübergehend wirksamen Gelenken (Schwindspannungen mit 5° berücksichtigt)		
im Scheitelquerschnitt . .	= + 73,3 „	= — 15,6 „
in den Kämpferquerschnitten	= — 91,3 „	= + 78,4 „

Durch den Einbau vorübergehend wirksamer Gelenke können in diesem Falle die Zugspannungen im Scheitel- und im Kämpferquerschnitt nur unwesentlich herabgesetzt werden. Die Ersparnisse an Eisenbewehrung werden durch die teueren Gelenke aufgehoben.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Bewährung eines starren Oberbaues. Der übliche Oberbau unserer Eisenbahnen, bei dem die Schienen unter Vermittlung der Schwellen auf einem Steinbett ruhen, besitzt eine gewisse Nachgiebigkeit. Die Ansichten über die Frage, ob eine größere Starrheit erwünscht wäre, sind geteilt. Die Schienen der Straßenbahnen sind meist auf einem Betonbett gelagert, und wir haben hier einen Oberbau von beträchtlicher Starrheit. Die Erfahrungen, die bei Straßenbahngleisen gesammelt werden, sind aber nicht ohne weiteres als maßgebend für Eisenbahngleise anzusehen. Die Belastung der Straßenbahnschienen ist erheblich geringer, und die Gewichte der einzelnen Lasten sind annähernd gleich, während bei einem Eisenbahngleis die schweren Lasten der Lokomotivachsen, noch dazu mit ihren nicht vollständig ausgeglichenen Massen, mit den leichteren Achsen der Wagen abwechseln. Dazu kommt noch der Unterschied, der durch die höhere Geschwindigkeit der Eisenbahnen und die dadurch erhöhte Stoßwirkung hervorgerufen wird. Eisenbahngleise auf starrem Bett sind selten und werden es wohl zunächst noch bleiben. Trotzdem sind die Erfahrungen, die mit den wenigen solchen Gleisen gemacht werden, von gewissem Wert. In der „Bautechnik“ 1928, Heft 22 vom 25. Mai, S. 302, war ein solcher Oberbau beschrieben. Er liegt bei der Pere Marquette-Eisenbahn seit dem Dezember 1926 und hat sich nach einem Berichte in Scientific American bis jetzt gut bewährt. Neuere Untersuchungen haben gezeigt, daß der Beton nur an vier Stellen Risse hat, die aber unbedeutend sind. Das Gleis hat sich gesetzt, aber hochkrumme Schienen sind kaum zu finden. Die Züge fahren sehr ruhig und mit einem anderen, aber nicht stärkeren Geräusch als beim Befahren der anstoßenden, anders gebauten Streckenteile; der Lärm beim Überfahren der Stöße ist beseitigt. Staubentwicklung kommt nicht vor. Die Kosten für die Herstellung eines solchen Gleises sind allerdings erheblich, aber doch nicht so hoch, daß sie nicht aufzubringen wären, dafür sind die Unterhaltungskosten äußerst niedrig. Die Unterhaltungsarbeiten sind auf das Anziehen der wenigen Schrauben beschränkt. Eines Tages werden die Schienen im ganzen ausgewechselt werden müssen, doch ist das ohne Eingriff in den Beton möglich, und dieser wird wohl eine Lebensdauer haben, die derjenigen mehrerer Schienen gleichkommt. Sollte freilich einmal die Erneuerung des Betonbettes nötig werden, so muß wie bei der ersten Herstellung das Gleis außer Betrieb gesetzt werden, doch ist das auch bei Arbeitsverfahren an in Schotter gebetteten Gleisen, die man neuerdings anwendet, nötig, während früher unbedingt die Gleise so erneuert werden mußten, daß der Betrieb gar nicht gestört werden durfte oder doch nur wenig eingeschränkt werden mußte. Man scheint zunächst erwogen zu haben, ob man eine elastische Unterlage zwischen die Schiene und den Beton einschalten sollte, ist aber jetzt überzeugt, daß es richtig war, hiervon abzusehen. Das Urteil eines Beamten der Pere Marquette-Eisenbahn geht dahin, es komme im wesentlichen darauf an, eine möglichst innige Berührung der Schienen mit dem Betonbett zu erreichen, so daß keinerlei Bewegungen auftreten können; die Befestigungsschrauben müssen daher scharf angezogen und in diesem Zustande erhalten werden.

Das fragliche Gleis der Pere Marquette-Eisenbahn liegt zwischen Detroit und Plymouth an einer Stelle, wo es bequem überwacht werden kann und wo die Vorgänge, die sich beim Befahren abspielen, bequem beobachtet werden können. Es steigt unter 1 : 100. Es wird täglich von sieben fahrplanmäßigen Personenzügen und sieben fahrplanmäßigen Güterzügen befahren; dazu kommen noch vier Fahrten, um Wagen in ein Anschlußgleis überzuführen, und etwaige Gütersonderzüge. Die schwersten Lokomotiven, die das Gleis befahren, haben die Achsanordnung 1 E 1 und wiegen 145,7 t, wovon 120 t auf die fünf Treibachsen entfallen. Wkk.

Personalnachrichten.

Preußen. Versetzt: der Regierungs- und Baurat (W.) Hassenstein von Hamm i. Westf. an die Wasserbaudirektion in Münster i. Westf. Die Dienstgeschäfte des Vorstandes des Neubauamts in Hamm sind ihm verblieben.

Der Regierungsbaumeister (W.) Lothar Swoboda ist unter Wiederaufnahme in den Staatsdienst dem Wasserbauamt in Genthin überwiesen worden.

Bayern. In etatsmäßiger Weise in gleicher Diensteseigenschaft werden vom 1. September an der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamtes Weiden Otto Bauer an das Straßen- und Flußbauamt Weilheim berufen, der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamtes Weilheim Gustav Bischoff an das Straßen- und Flußbauamt Weiden versetzt.

INHALT: Oberbaurat Dr. Krey †. — Der Bau der Umschlaganlage für Kali in Harburg-Wilhelmsburg. — Der Ausbau des polnischen Seehafens in Gdingen (Schluß). — Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton (Fortsetzung.) — Vermischtes: Bewährung eines starren Oberbaues. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 21. September 1928 | Heft 41

Alle Rechte vorbehalten.

Die Auswechslung von eisernen Eisenbahnbrücken mit Kranwagen.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle,** Stuttgart.

Die Steigerung der Fahrzeuggewichte bedingt die Verstärkung und Auswechslung von alten und schwachen Eisenbahnbrücken. Bei der Deutschen Reichsbahn ist ein umfassendes Verstärkungsprogramm eingeleitet und in Durchführung begriffen. Die Bauarbeiten sind den Erfordernissen pünktlicher Betriebsabwicklung anzupassen. Der Bahnbetrieb wird am wenigsten belästigt, wenn die Verstärkungs- und Umbauarbeiten ganz außerhalb des Betriebes ausgeführt werden, was jedoch nur in seltenen Fällen möglich ist. Auf eingleisigen Strecken muß die Baustelle örtlich umfahren werden, was nicht unerhebliche Aufwendungen für Damm- oder Einschnittverbreiterungen und Hilfsgerüste bedingt. Bei zweigleisigen Bahnen kommt die teilweise Sperrung eines Gleises in Betracht, wobei Kosten für die Änderungen an den Gleisen, Stellwerken und Signalen sowie sonstige Sicherungsmaßnahmen anfallen. Mit Rücksicht auf die Betriebsschwierigkeiten und die Sicherung des Zugverkehrs ist es erwünscht, die Brückenauswechslungen, wenn irgend möglich, in Zugpausen vorzunehmen, wobei der zu verstärkende Überbau in einer Zugpause ausgebaut, durch eine Hilfsbrücke ersetzt und in verstärktem Zustande wieder in einer Zugpause eingebaut oder aber sofort endgültig durch einen neuen starken Überbau ersetzt wird.

Zum Ausheben und Einsetzen der Überbauten in Zugpausen haben sich Kranwagen als besonders geeignet erwiesen. Die Verwendung der Kranwagen zum Aus- und Einheben von eisernen Überbauten kleiner und mittlerer Stützweiten bietet gegenüber dem Zusammenbau der eisernen Überbauten an der Baustelle auf einem Hilfsgerüst und dem seitlichen Einschieben erhebliche Vorteile:

1. Das Ausheben des alten und das Einsetzen des neuen Überbaues ist in kürzester Zeit erledigt.
2. Langsamfahrstellen und Gleissperren von längerer Dauer, Gleisschwenkungen, Weicheneinbauten, Blockstellen können vermieden werden.
3. Man spart an kostspieligen Gerüsten.
4. Der Verkehr unter der Brücke wird durch Gerüsteinbauten nicht behindert. Die Gefährdung der Gerüste durch Hochwasser fällt weg.
5. Die gegenüber der Werkstattarbeit teurere Baustellenarbeit wird auf ein Mindestmaß beschränkt. Die Eisenkonstruktion kann in der Werkstatt betriebsfertig zusammengebaut werden. Der Anstrich bedarf auf der Baustelle nur noch kleiner Ausbesserungen.

Man kann oft in der Praxis hören, daß das Arbeiten mit Kranwagen schwierig, ja betriebsgefährlich sei. Dabei wird auf die zahlreichen Unfälle hingewiesen, die sich beim Einbau von Brücken mit Kranwagen in den letzten Jahren ereignet haben. Es soll nicht bestritten werden, daß derartige Arbeiten besondere Kenntnisse, Umsicht und Sorgfalt verlangen. Aber die wirtschaftlichen Vorteile der Arbeitsverfahren mit Kranwagen sind so groß, daß die damit verbundenen Schwierigkeiten wohl in Kauf genommen werden können. Die Scheu vor der Verwendung von Kranwagen erscheint nach den bei der Reichsbahndirektion Stuttgart gemachten Erfahrungen nicht berechtigt. Der Bauvorgang muß jedoch vor der Inangriffnahme der Arbeiten gründlich durchgedacht, das Auswechslungsverfahren so zweckmäßig, wirtschaftlich und betriebssicher als möglich gestaltet werden. Unerläßlich ist allerdings, daß die Arbeiter für das Umgehen mit Kranwagen besonders geschult und nur geübte Leute zu den schwierigen Arbeiten herangezogen werden. Der Erfolg hängt weiter von der Zuverlässigkeit der Kranwagen, ihrer gründlichen Untersuchung und Nachprüfung vor der Verwendung, ihrer sachgemäßen Aufstellung, Stützung und Verankerung und ihrer gewissenhaften Bedienung ab.

Bis zu welchen Ausmaßen und Gewichten eiserne Überbauten mit Kranwagen eingebaut werden können, hängt von der Tragfähigkeit der Krane und Wagen, von dem Lichtraumprofil und dem Zustande des Oberbaues und Bahnkörpers ab. Fußwegkonsole, die bei der Beförderung auf der Strecke hinderlich sind, werden nachträglich auf der Baustelle angebracht. Überbauten, für deren Beförderung auf den Zufahrwegen von der Brückenwerkstätte zur Baustelle das Lichtraumprofil nicht ausreicht, werden mitunter auf dem der Baustelle nächstgelegenen Bahnhof zusammengebaut und von dort mit Arbeitszug zur Brückenstelle gefahren. Mit Sonderfahrten können auch sonst für die Beförderung in Güterzügen nicht geeignete Konstruktionen zur Baustelle gebracht werden, wenn kein Tunnel oder sonstige feste Bauten der Beförderung im Wege sind.

Kranwagen bis 5 t Tragfähigkeit sind im Eisenbahnbetrieb für Verladezwecke und Aufräumungsarbeiten seit langer Zeit benutzt worden (Abb. 1 u. 2). Die Verwendung von Kranwagen für Brückenauswechslungen ist neueren Datums; hierfür mußten zunächst Kranwagen größter

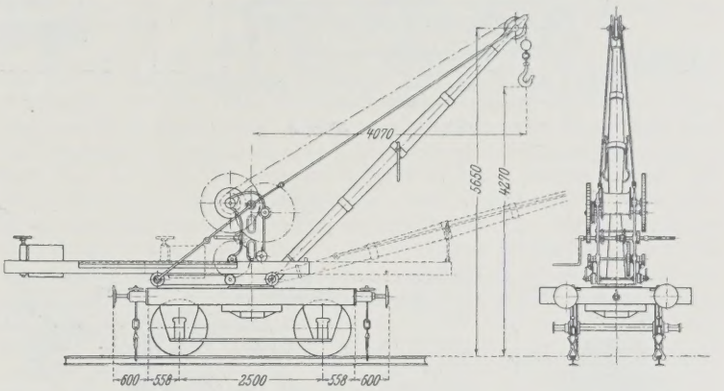


Abb. 1.

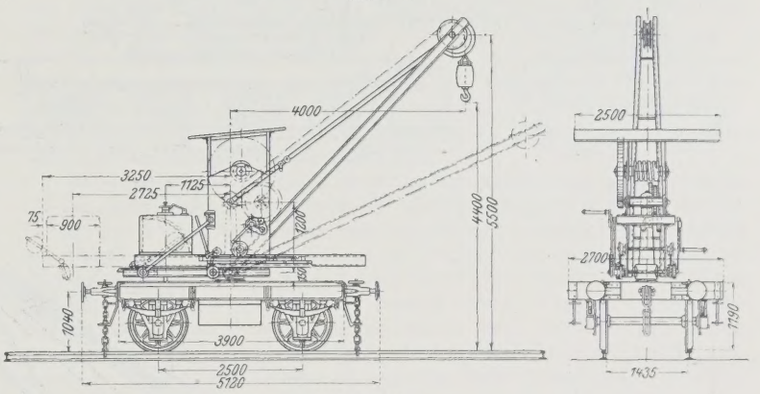


Abb. 2.

Tragfähigkeit beschafft werden. Die bisher meist verwendeten Bauarten von $7^1/_2$, 10 und 25 t Tragfähigkeit sind in den Abb. 3 bis 5 dargestellt. Allen diesen Wagenkranen gemeinsam ist die Schwenkbarkeit des Auslegers um eine Mittelachse um 360 °, die unveränderliche Höhenlage des Kranauslegers bei angehängter Last, der Handantrieb der Lastwinde für das Heben und Senken der Last, die Anordnung eines verschiebbaren Gegengewichts, die Ausrüstung der Laufachsen mit Tragfedern und der Längsträger mit Puffern. Für den Gebrauch werden die Kranwagen mit Krallen am Gleis verankert. Bei den 25-t-Kranwagen ist außerdem eine

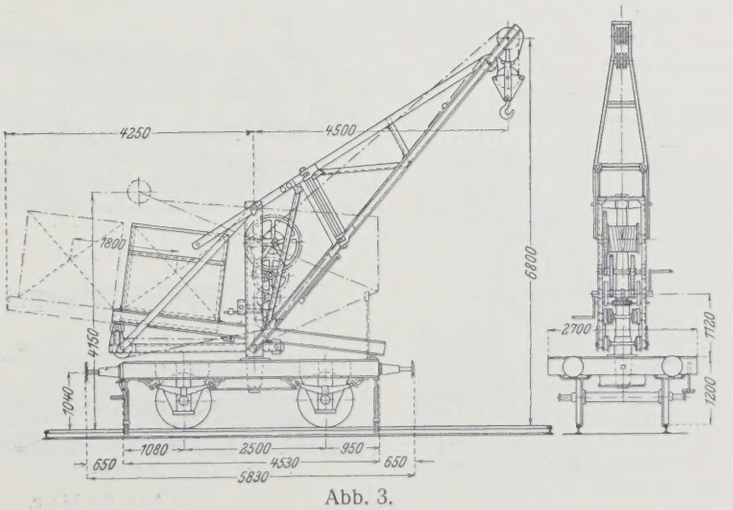


Abb. 3.

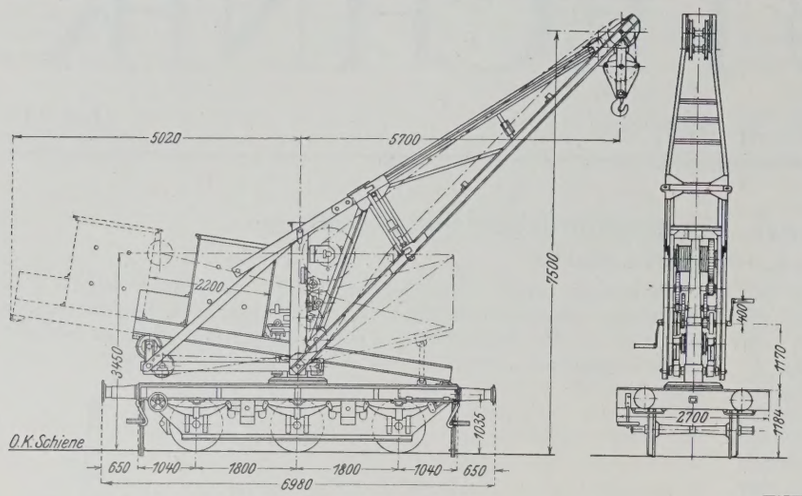


Abb. 4.

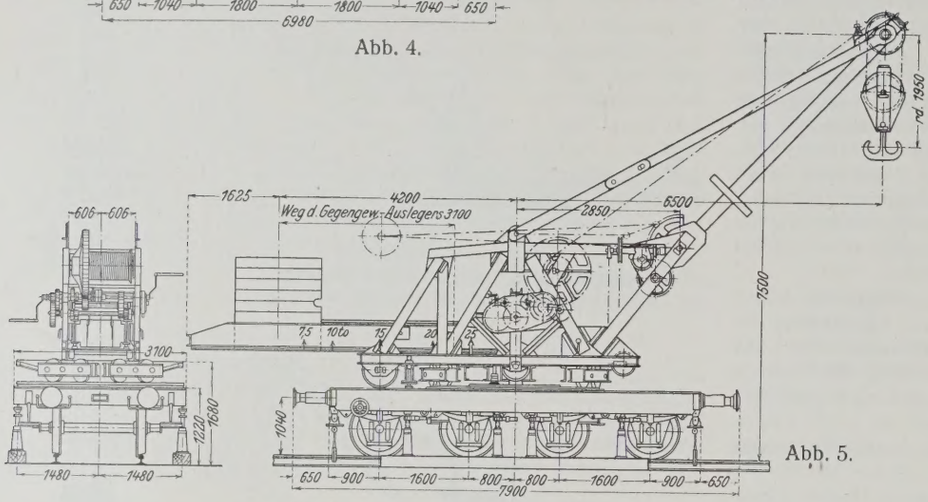
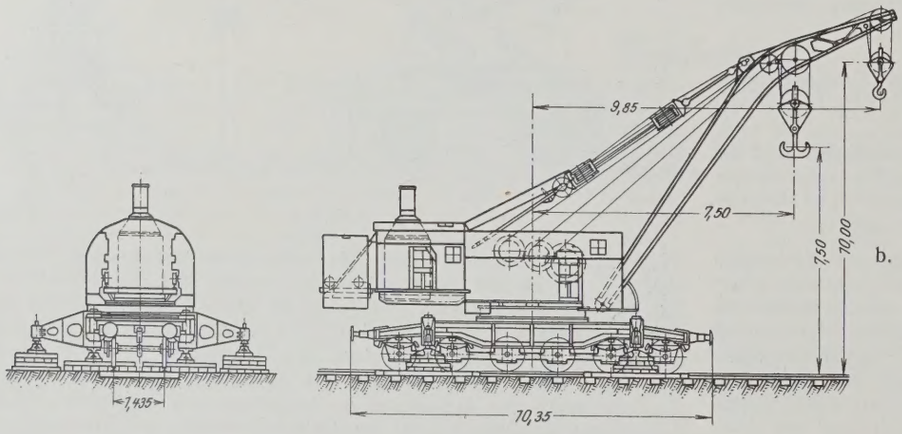


Abb. 5.



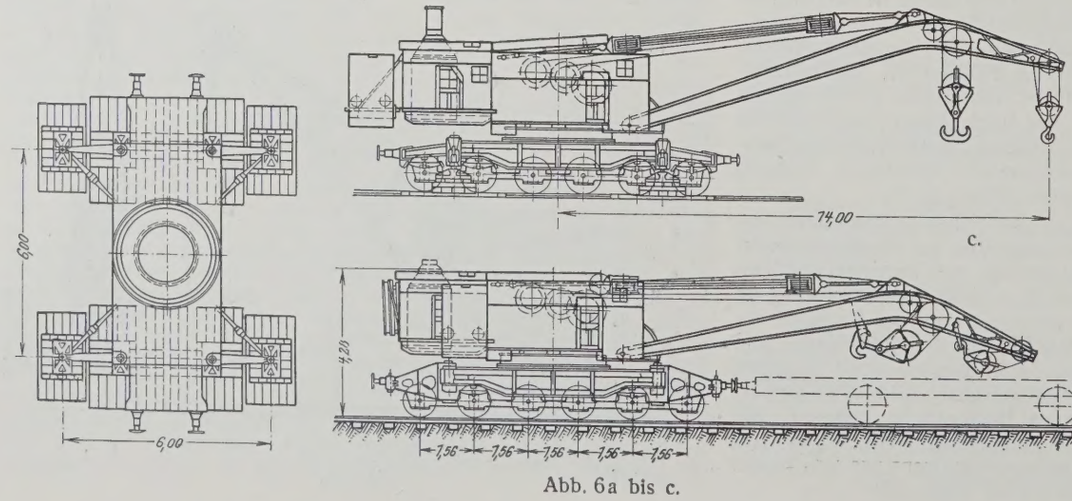


Abb. 6a bis c.

seitliche Abstützung auf den Bahnkörper mit Spindeln vorgesehen. Um das Mitführen von Schutzwagen bei der Beförderung zu vermeiden, können die Ausleger bei den $7^1/_2$-, 10- und 25-t-Wagenkranen umgeklappt werden. Die einzelnen Typen weisen außerdem nachgenannte Besonderheiten auf:

$7^1/_2$- und 10-t-Kranwagen, Bauart Gustavsburg: Die Gegengewichte legen selbsttätig beim Anheben der Lasten aus. Das Schwenken geschieht mittels Zahnradantriebs. Der Kranwagen ist in 15 Minuten gebrauchsfertig, mit angehängter Last verschiebbar.

25-t-Wagenkran, Bauart Ardelt: Der Gegengewichtsantrieb ist vom Hubwerk getrennt. Das Schwenken geschieht mit Zahnradantrieb. Der Kranwagen ist nur bei Lasten unter 5 t nachfahrbar, bei höheren Lasten mit Spindeln unverschieblich abgestützt. Zur Aufrichtung werden 35 bis 45 Minuten gebraucht.

Neben den bereits aufgezählten Kranwagen hat die Hauptverwaltung znm Aus- und Einbau von Brücken und für schwierige Aufräumungsarbeiten nach schweren Unfällen zwei Kranwagen mit maschinellem Antrieb von 60 t größter Tragfähigkeit beschafft. Der Ausleger ist verstellbar. Der ganz aufgerichtete Ausleger hat an der Hauptflasche eine größte Tragfähigkeit von 60 t bei 7,5 m Ausladung von Mitte Kran, oder von 2,3 m über Puffervorderkante und an der Hilfsflasche 15 t bei einer Ausladung von 9,85 m von Mitte Kran. Der niedergelegte Ausleger trägt an der Hauptflasche 21 t bei 11,3 m Ausladung und an der Hilfsflasche 15 t bei 14 m Ausladung von Mitte Kran oder 8,8 m über Puffervorderkante. Der Ausleger kann in 5 Minuten von der tiefsten in die höchste Stellung aufgerichtet werden. Zur Aufnahme des hohen Eigengewichts und der großen Lasten müssen vor dem Gebrauch tragfähige Auflager (je nach Größe und Lage der Last 4 bis 8 Schwellenlager) für die Stützspindeln hergerichtet werden. Ohne seitliche Aufstützung darf der Kran nicht zum Heben benutzt werden. Zur Aufrichtung werden je nach der Beschaffenheit des Geländes und der Gewandtheit der Hilfskräfte 2 bis 3 Stunden gebraucht.

Die Abb. 6a zeigt den Kranwagen mit Schutzwagen im Fahrtzustande, die Abb. 6b in Arbeitsstellung bei schweren Aufräumungsarbeiten. In Abb. 6c ist der Ausleger in der tiefsten Arbeitsstellung dargestellt, wie sie bei Brückenarbeiten vorkommt. Der Kran besteht aus dem auf sechs Lenkachsen federnd gelagerten Unterwagen und dem auf diesem aufgebauten, drehbaren Teil mit dem verstellbaren Ausleger, der im Knick die Hauptflasche und im Kopf die Hilfsflasche trägt. Die 60-t-Kranwagen zusammen mit je einem Schutzwagen und einem Personenwagen können in luftgebremsten Güterzügen oder Sonderzügen mit 60 km/Std. befördert werden. Um kleinere Bewegungen mit dem unbelasteten Kran an der Verwendungsstelle ausführen zu können, ist der Unterwagen mit einem Fahrwerk ausgerüstet, das entweder maschinell oder von Hand mittels Knarre bedient werden kann. Während der Fahrt in Zügen ist dieses Fahrwerk ausgeschaltet.

Bei den Brückenauswechslungen wird im allgemeinen wegen der geringen Ausladung der Ausleger über die Puffer, der einfacheren Handhabung von zwei kleinen statt eines großen Krans und wegen der größeren Sicherheit mit zwei Wagenkranen gearbeitet. Das Ausheben und Einsetzen von Brücken mit einem Kran kommt nur bei kleinen Abmessungen vor. Bei schweren Überbauten sind zwei Krane beweglicher, schneller und leichter zu handhaben

als ein Kran von doppelter Tragfähigkeit. Für die überwiegende Mehrzahl der praktisch vorkommenden Verwendungsfälle (Brücken unter 20 m Stützweite) genügen Wagenkrane bis 15 t Tragfähigkeit, die den Vorteil der schnelleren Bereitschaft gegenüber den 25-t-Kranwagen haben. Die Kranwagen bis 10 t Tragfähigkeit brauchen keine seitliche Abstützung, sind also unter der Last in beschränktem Maße nachfahrbar. Das Nachfahren der Krane kann notwendig werden, um den für die Standsicherheit gefährlichen schrägen Zug beim Ausschwenken der Last zu vermeiden.

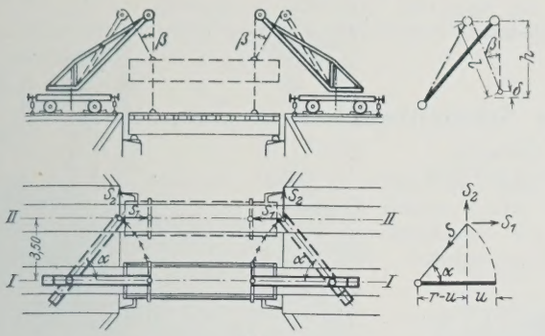


Abb. 7.

Die Aufstellung der Kranwagen zum Heben, Verschwenken und Absetzen von Lasten ist u. a. bestimmt durch die Bedingung, daß die Last mit genügendem Spiel an den Puffern vorbeikann. Wird ein Überbau mit auf dem durchgehenden Gleis vor und hinter der Brücke aufgestellten Kranwagen aus der Lage I in die Lage Ia angehoben und in die Stellung II übergeschwenkt, um z. B. auf einen im Nachbargleis stehenden SS-Wagen abgesetzt zu werden (Abb. 7), so nehmen die ursprünglich senkrechten und fest angeschlagenen Hängeseile bei unveränderlicher Höhenlage der Ausleger und feststehenden Wagen eine mit der Ausschwenkung zunehmende Schräglage ein, wobei der Überbau gleichzeitig etwas angehoben wird. Durch die Schräglage des Hängeseils tritt ein Schrägzug am Kran auf, der das Kippmoment vergrößert. Der schräg gerichtete Seilzug S und die wagerechten Komponenten S_1 und S_2 des Schrägzuges ergeben sich aus

$$S = \frac{G}{\cos \beta}$$

$$S_1 = G \cdot \operatorname{tg} \beta$$

$$S_2 = G \operatorname{tg} \alpha \cdot \operatorname{tg} \beta;$$

dabei besteht zwischen α und β die Beziehung

$$\frac{r(1 - \cos \alpha)}{l} = \sin \beta.$$

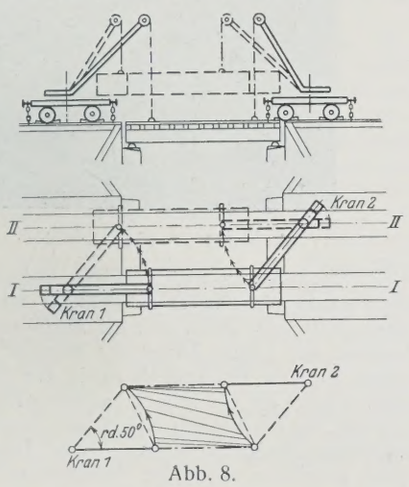


Abb. 8.

Die Verschwenkkraft S_2 nimmt, was Miehlke[1]) an einem praktischen Beispiel nachgewiesen hat, mit dem Ausschwenkmoment sehr rasch zu und kann nicht annähernd aufgebracht werden. Eine derartige Auswechslung bezeichnet deshalb Miehlke mit Recht als undurchführbar.

Günstiger liegen die Verhältnisse, wenn einer der Kranwagen auf einem Seitengleis aufgestellt wird, wobei die Schwenkkräfte klein bleiben und während des Ausschwenkens Schrägzüge sowie Höhenänderungen des angehobenen Überbaues ausgeschaltet werden können (Abb. 8).

Bei den freistehenden Kranwagen ohne seitliche Spindelabstützung (5-, 7½- und 10-t-Krane) kann die senkrechte Lage des Hängeseils auch durch Nachfahren des Wagens unter der schwebenden Last eingehalten werden. Das Nachfahren ist aber nur zulässig, wenn die Tragkraft des Krans nicht voll ausgenutzt ist und der festgelegte Ausleger annähernd in der Gleisrichtung steht. Der Wagen wird mit unter die Räder gesetzten Hebeisen gerückt. Die Verankerungszangen am Gleis gestatten kleine Bewegungen des Kranwagens, wenn sie ohne Spannung eingehängt sind, wobei die Zangen nachgerückt werden müssen.

Gegen das Verfahren des Krans mit angehängter Last sprechen verschiedene Umstände:

1. Die Verankerung muß vor dem Nachrücken gelockert werden.
2. Das Nachdrücken der Räder mit Hebeisen kann, wenn die einseitig angehängte Last nicht durch das Gegengewicht ganz ausgeglichen ist, zum Auflaufen der Spurkränze führen.
3. Durch die ruckartigen Bewegungen gerät die Last in Schwingungen.
4. Beim Übergang über Schienenstoßlücken treten Erschütterungen auf.
5. Der Wagen kann schon bei kleinen Gefällen ablaufen.

Das Nachfahren der Kranwagen darf deshalb nur mit Ausleger in Gleisrichtung auf geradem und nahezu wagerechtem Gleis und bei einem geschulten Bedienungs- und sachkundigen Aufsichtspersonal zugelassen werden. Im Bezirke der R.B.D. Stuttgart ist bei Auswechslungen von Brücken bis 18 t Gesamtgewicht das Nachfahren häufig angewendet worden, ohne daß sich Anstände ergeben haben. Für Überbauten über 18 t sind wir zu Arbeitsverfahren übergegangen, bei denen ein Nachfahren des Kranwagens nicht mehr notwendig ist.

Wegen der ungünstigen Schwenkkräfte, die durch innere Reibungswiderstände der Krane und durch Seitenwind noch erhöht werden können, und wegen der unberechenbaren Kräfte beim Abheben der Lasten von der Unterlage mit Schrägzug gilt als erster Grundsatz für das praktische Arbeiten mit Kranwagen, daß jeder Schrägzug möglichst ausgeschaltet wird.

In Gleiskrümmungen auf der freien Strecke ist wegen der Überhöhung des äußeren Schienenstrangs besondere Vorsicht in der Verwendung der Kranwagen geboten. Der Schwerpunkt des Krans verschiebt sich gegen den inneren Schienenstrang. Beim Ausschwenken nach dieser Seite wird das Kippmoment vergrößert. Die Schrägstellung der Kranwagen erschwert auch das Arbeiten mit den für wagerechte Lage gebauten Trieb- und Schwenkwerken. Die Höhenlage der Last verändert sich beim Ausschwenken, was unerwünschte Folgen haben kann. Um ein Ausschwingen der Last nach dem tiefsten Punkte zu verhindern, empfiehlt es sich, die Überhöhung des Gleises vor der Auswechslung zu beseitigen oder zum mindesten herabzumindern. Werden ausnahmsweise Kranwagen auf mehr als 3 cm überhöhtem Gleis verwendet, so darf beim Arbeiten über dem niederen Strang die Höchstlast höchstens zu $^{8}/_{10}$ der angeschriebenen Nutzlast angenommen werden. Die 5-, 7½- und 10-t-Krane gestatten unter dieser Einschränkung das Arbeiten auf Gleisen bis 5 cm Überhöhung. Für schwerere Krane mit über 10 t Tragfähigkeit ist wagerechte Lage des Gleises an den Aufstellungsorten der Kranwagen Vorbedingung.

Für neu zu beschaffende Kranwagen ist eine Veränderung der Ausladung durch Verstellen der Höhenlage des Auslegers erwünscht. Die senkrechte Einstellung der Tragseile während des Ausschwenkens der Last sollte wenigstens bis zu einer seitlichen Entfernung des Lasthakens von 5 m von der Kranmitte möglich sein.

Bei allen schweren Kranen ist ferner der maschinelle Antrieb sowohl für das Aufrüsten zur Abkürzung der Vorbereitungszeit als auch für das Heben und Senken der Lasten dem Handbetrieb vorzuziehen. Während bei Handantrieb 6 bis 12 Mann auf der Wagenplattform stehen, läßt sich die Bedienung bei maschinellem Antrieb durch 1 bis 2 Mann bewerkstelligen. Der unbelastete Haken muß rasch bewegt werden können, während die Höchstgeschwindigkeit des belasteten Hakens nicht über 3 m/Min. hinausgehen soll. Von den verschiedenen Bewegungen sind gleichzeitig auszuführen: Heben und Drehen, Heben und Einziehen, Drehen und Einziehen. Der Ausleger muß um 360° schwenkbar sein. Als Umgrenzungslinie des abgerüsteten Kranwagens ist das Transitprofil einzuhalten.

Die vorhandenen 25-t-Wagen weisen einen Achsdruck von 16 t auf, können also auf I-Strecken verkehren. Bei Erhöhung des Achsdrucks auf 18 t sind die Wagenkrane auf H- ohne weiteres, auf I-Strecken unter Einhaltung bestimmter Vorsichtsmaßregeln verwendbar, gestatten aber größere Freiheit hinsichtlich der Bemessung der Ausladung, von der wieder die Größe des Gegengewichts abhängig ist.

Die Ausladung über die Puffer beträgt zurzeit nur 2,5 m. Dieses Maß ist wohl ausreichend, wenn mit zwei Kranen gearbeitet wird, hat sich aber für Verladearbeiten mit einem Kran als unzureichend erwiesen. Eine Vergrößerung der Ausladung ist erwünscht. Für die Höhe des Hakenmauls über SO genügen 6 m. Den Schwierigkeiten bei der Verwendung der Kranwagen auf Strecken mit elektrischen Fahrleitungen sollte durch senkbare Einrichtung des Auslegers vorgebeugt werden. Die Seillänge ist so zu bemessen, daß der Lasthaken mindestens 6 m unter SO gesenkt werden kann.

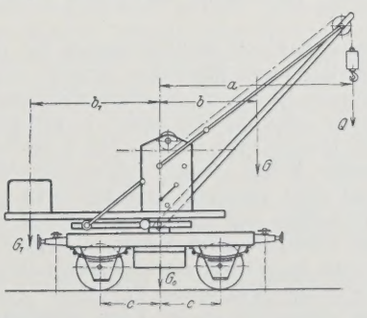


Abb. 9.

Für das Windwerk des Gegengewichts ist Selbstsperrung erforderlich. Während der Fahrt ist das Gegengewicht doppelt festzulegen.

Die Standsicherheit der Krane soll so in jeder Lage des vollbelasteten Auslegers mindestens 1,5 sein. Eine Standsicherheit von nur 1,25 hat sich wegen des Ausschwingens der Lasten beim Schwenken und bei Seitenwind als zu gering erwiesen. Die Mindeststandsicherheit sollte

[1]) Ausheben und Verschwenken von Überbauten mit Kranwagen. Von Oberingenieur Miehlke, Stettin. „Die Bautechnik" 1926, Heft 24.

auch bei unbelastetem Ausleger und vollständig herausgeschobenem Gegengewicht vorhanden sein.

Die Standfähigkeit des Kranwagens erfordert als kleinstes zulässiges Gesamtgewicht (Abb. 9)

$$G + G_0 + G_1 = Q\,\frac{a-c}{2c}.$$

Dieses ist so zu verteilen, daß der Gesamtschwerpunkt auch bei unbelastetem Kran innerhalb der Räder bleibt, daß also

$$G_1(b_1 - c) - G_0 c - G(b + c) < 0.$$

Bei der Auslegerstellung in der Gleisrichtung ist $2c$ die Entfernung der äußersten Radachsen, bei senkrecht zur Gleisrichtung ausgeschwenktem Ausleger ist an Stelle des größten Radstandes die Spurweite des Gleises in die Rechnung einzusetzen. Kranwagen von mehr als 15 t Tragfähigkeit bedürfen der seitlichen Abstützung durch Spindeln. Die Stabilität ist für die ungünstigen Stellungen der Last und des mittels Zahnrades und Zahnstange ein- und ausschiebbaren Gegengewichts samt Träger und Winddruck nachzuweisen.

Für das Aus- und Einheben von Brücken und Kranwagen haben sich in der Praxis verschiedene Arbeitsverfahren herausgebildet.

(Fortsetzung folgt.)

Kabelkran für die Rüstträgermontage leichter Straßenbrücken in Ostindien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **L. Caemmerer,** Dortmund.

Eine der Wegebauverwaltungen in Ostindien hatte oft zur Überführung der im Bau begriffenen Straßen über verhältnismäßig schmale, aber tief ins Gelände eingeschnittene Wasserläufe eiserne Brücken zu errichten. Wegen der verhältnismäßig hohen Lage der Straßen über den Flüssen, die plötzliche und starke Hochwasserwellen führen, machte die Erstellung und Sicherung der festen Rüstungen meist große Schwierigkeiten, ganz abgesehen von der damit verbundenen Gefährdung des Bauwerkes selber. Die Verwaltung suchte daher nach anderen Montagearten und ließ sich Vorschläge unterbreiten, die geeignet waren, die Montage auf fester Rüstung zu vermeiden.

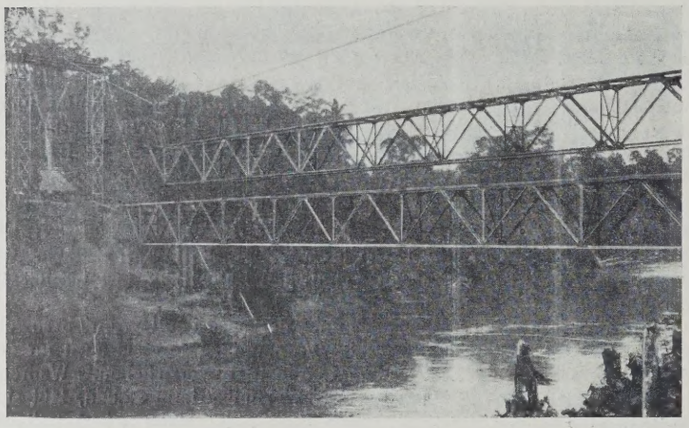


Abb. 1.

Erleichtert wurde diese Aufgabe dadurch, daß bereits eine gewisse Typisierung der zur Verwendung gelangenden Brücken Platz gegriffen hatte. Vorwiegend werden Fachwerkbalken mit untenliegender Fahrbahn, deren Hauptträger Trapezform haben, eingebaut. Als größte und schwerste kommt eine solche von 51,6 m Stützweite (50 m Lichtweite), 5 m Breite und 70 t Eisengewicht in Frage. Das verhältnismäßig geringe Gewicht erklärt sich zum Teil durch die leichte Fahrbahn, deren Decke aus einheimischem Hartholz mit 2 bis 3 cm dicker Asphaltauflage auf eisernen Längsträgern gebildet wird, zum Teil durch die verhältnismäßig leichte Verkehrsbelastung, die etwa der Klasse III unserer Straßenbrückennorm entspricht.

Die Verwaltung untersuchte die ihr gemachten Vorschläge eines Montageschnabels sowie eines Kabelkranes in Verbindung mit Rüstträgern und entschloß sich zur Beschaffung und Einreihung des letzteren in ihren Montagepark. Der Montageschnabel, der entsprechend den vorkommenden Brückenabmessungen in Länge und Breite verstellbar vorgesehen war, wurde trotz geringerer Kosten abgelehnt. Man befürchtete hauptsächlich Schwierigkeiten deswegen, weil die Endstäbe der Brückengurtungen beim Überschieben Verstärkungen erforderten, die entweder schon bei der neuen Brücke vorgesehen oder nachträglich angeordnet werden mußten.

Der Verwendung des Kabelkranes liegt ein Montagevorgang für die Brücke zugrunde, der an Stelle der Rüstungen Rüstträger vorsieht. Entsprechend den von 5 zu 5 m abgestuften Lichtweiten der Brückenöffnungen sind auch die Rüstträger so konstruiert, daß ihre Stützweite in gleichem Maße abgestuft werden kann. Ihre Gesamtlänge ist mit 49,5 m kleiner als die Lichtweite der entsprechenden Brücke derart, daß sie auf Auskragungen der Widerlager oder auf dicht vor diese gesetzte Joche gelagert werden können. Der Zusammenbau der Rüstträger geschieht am Lande hinter den Widerlagern, das Einlegen durch Vorfahren nach Anhängen des Vorderendes an die Katze des Kabelkranes bei gleichzeitiger Unterstützung des Hinterendes durch einen Wagen oder Rollensatz. Beim Wiederentfernen ist umgekehrt das Hinterende an der Katze aufgehängt und das Vorderende am Land unterstützt.

Aus dem Vorstehenden ist bereits ersichtlich, daß sich der für vorliegenden Zweck erbaute Kabelkran sehr wesentlich von den für Tiefbauten, z. B. Schleusenbaustellen, zur Verwendung kommenden Kranen dieser Art unterscheidet. Hier handelt es sich nicht um die Überspannung

Abb. 2.

einer Baustelle zur gleichmäßigen, schnellen Zu- oder Abführung von Material, der Hauptzweck ist vielmehr das Überführen der Rüstträgerenden über die Brückenstelle, also die Ausführung einiger weniger Bewegungen während der ganzen Dauer der Montage, abgesehen von den Fällen, in denen auch die Brückenteile durch den Kran herangeführt werden. Aber auch hierbei ist ein schnell aufeinanderfolgender Antransport ohne Bedeutung, da die Bauteile wegen des Zusammenbaues nur in großen Zeitabständen gebraucht werden. Dazu kommt, daß der Kabelkran meist unter primitiven kolonialen Verhältnissen verwendet werden muß, nachdem sein Herantransport vielleicht schon auf unausgebauten Wegen vor sich gegangen ist, alles Gründe, ihn unter anderen Gesichtspunkten auszubilden als die normalen Kabelkrane.

Grundsätzlich sind für jede Brückenmontage entsprechend der Zahl der Hauptträger zwei Rüstträger vorgesehen (s. Abb. 1). Diese sind als Fachwerkträger und, wie bereits gesagt, in der Länge abstufbar ausgebildet. Ihre Systemhöhe beträgt 2,80 m, also bei einer größten Stützweite von 49 m 1 : 17,5 der Stützweite. Die Felderteilung ist $2{,}0 + 9 \times 5{,}0 + 2{,}0 = 49$ m. Bei Verwendung in kürzerer Länge geschieht die Verkürzung durch Fortlassen von Feldern aus der Trägermitte.

Zur Aufnahme der seitlichen Kräfte und zur Sicherung gegen Ausknicken ergibt sich die Anordnung von zwei Hauptträgerwänden mit 1,50 m Abstand, verbunden durch Strebenverband in Obergurthöhe und senkrechte Kreuze in den Pfostenebenen. Die zweiteiligen Obergurte sind so stark bemessen, daß sie in der Lage sind, die bei etwaiger Abstützung der Brückenknotenpunkte im Felde auftretenden Biegungsbeanspruchungen aufzunehmen. Die Gurt- und Füllstäbe sind austauschbar angeordnet, um den Zusammenbau der Rüstträger zu erleichtern. Natürlich sind auch alle Montageverbindungen des oft wiederkehrenden Auf- und Abbaues wegen geschraubt. Wie aus Abb. 2 ersichtlich, sind alle Wandstäbe des oberen Windverbandes auf der Unterseite der Knotenbleche angeordnet, um die Verlegung eines Bohlenbelages und der Unterlagbalken zur Knotenpunktunterstützung zu erleichtern. Die Kopfträger an den Trägerenden besitzen Ösen zum Anhängen an den Flaschenzug der Krankatze. Außerdem ist am hinteren Ende des Rüstträgers ein Sporn,

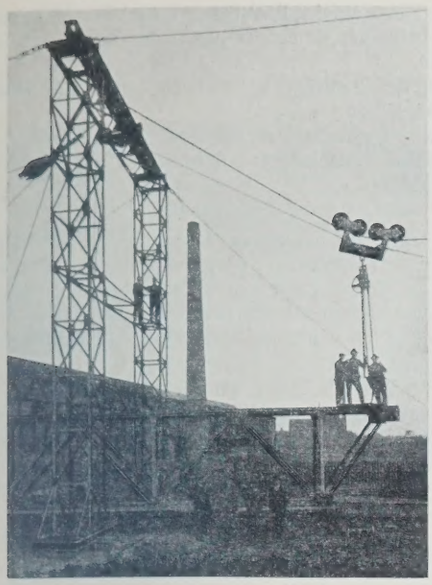


Abb. 3.

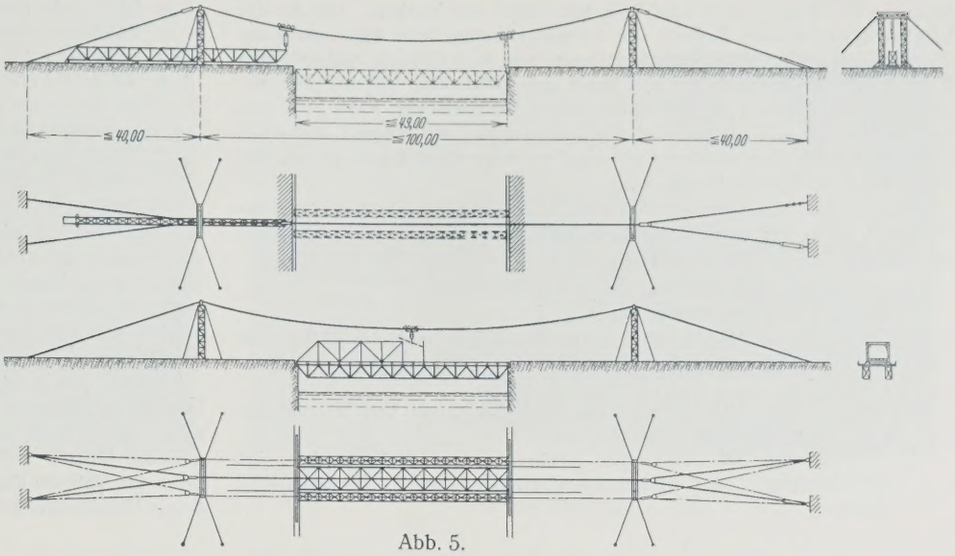


Abb. 5.

der das Einbringen erleichtern soll, vorgesehen. Mit seiner Hilfe kann der Rüstträger auf dem Wagen liegen bleiben, bis das Vorderende in die endgültige Lage abgesenkt ist (Abb. 2). Danach wird das Hinterende in den Flaschenzug der Krankatze gehängt, der dadurch entlastete Sporn abgeschraubt und nunmehr auch dieses Trägerende soweit abgesenkt, daß es die gewünschte Lage vor dem Widerlager einnimmt. Umgekehrt ist beim Ausbau der Rüstträger nach beendeter Montage der Sporn am Vorderende des Trägers nach dessen Anheben anzubringen, damit er dort auf den Rollwagen gesetzt und nach Anhängen des Hinterendes an die Katze zum Lande hin abgeschoben werden kann.

Das Eisengewicht eines Rüstträgers beträgt bei ganzer Länge rd. 15 t, wovon die Hälfte an der Laufkatze hängt. Diese bildet das Mittel zur Bewegung der Rüstträger über der Brückenöffnung und läuft auf einem patentverschlossenen Kabel von 42 mm Durchm. Da die Geländeverhältnisse nicht immer die Aufstellung und Abspannung der Pylonen für den Kabelkran in Ufernähe erlauben, sind 100 m größte Spannweite für den Kran vorgesehen. Bei symmetrischer Aufstellung des Kranes zur Flußachse kommen damit die Pylonen bei der 50-m-Brücke z. B. je rd. 25 m hinter die Widerlager zu stehen. Den verschiedenen Brücken- und damit Rüstträgerstützweiten wird auf der Baustelle der Pylonenabstand angepaßt, um nicht etwa durch zu große Abstände unnötig große Kräfte in die Verankerungen zu bekommen. Dementsprechend sind auch die Pylonenhöhen abstufbar vorgesehen derart, daß sie durch Fortlassen eines Schusses von 12,60 m auf 9,80 m verkürzt werden können. Die beiden Pylonenpfosten (Abb. 3, die zugleich die Probeaufstellung im Werk zeigt), sind in Gitterkonstruktion von quadratischem Grundriß ausgebildet und auf einen gemeinsamen ⊏-Eisen-Rahmen gesetzt, so daß eine besondere Gründung überflüssig ist, die Pylonen vielmehr auf Bohlen- oder Schwellenlager aufgesetzt werden können. Der lichte Abstand der Pylonenbeine beträgt 6 m, entsprechend 5 m größter Brückenbreite. Die obere Verbindung besteht aus zwei Walzträgern mit wagerechtem Verband und trägt auf der Oberseite das Lager für das Tragseil, auf der Unterseite die Rolle für das Zugseil des Kabelkranes, beide auf den Trägern leicht verschiebbar, so daß die Seile und mit ihnen die Katze jeweils über die zu bewegenden Träger geschoben werden können. An den vier Ecken der oberen Bühne sind Ösen vorgesehen, in denen Abspannseile zur Aufnahme der auftretenden Seitenkräfte befestigt werden.

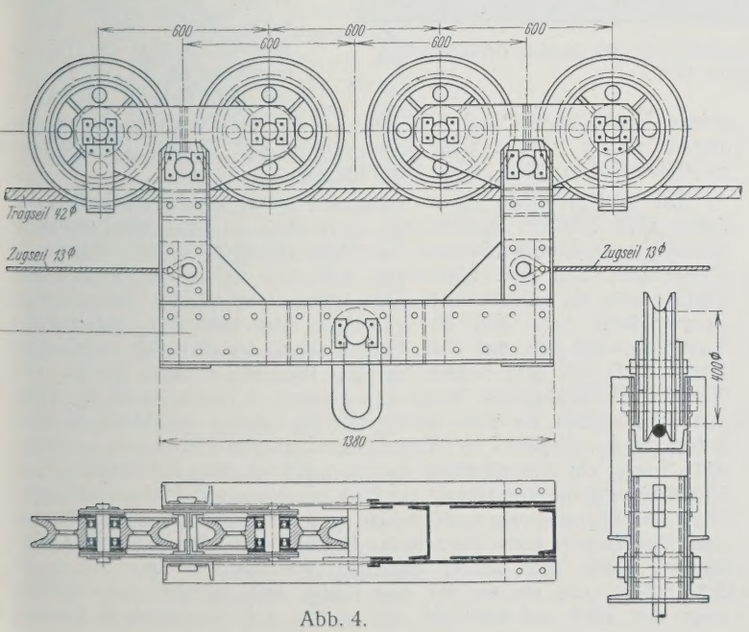


Abb. 4.

Das Tragseil ist für die größte vorkommende Einzellast aus Rüstträger- einschließlich Katzengewicht (rd. 10 t) bei 100 m Stützweite und einem Pfeilverhältnis 1 : 10 mit vierfacher Sicherheit gerechnet, wobei auch der Einfluß der Seilbiegung durch die Laufräder der Katze berücksichtigt ist. Die Auflager des Tragseiles auf den Pylonen sind mit Hartholz ausgefuttert, um bei den vorkommenden Verrutschungen Beschädigungen des Seiles zu vermeiden.

Da der Raum zwischen den Pylonenbeinen für die Montage der Rüstträger frei bleiben muß, ist es nötig, die Verankerung des Tragseiles seitlich davon vorzunehmen. Dadurch ist auch eine Teilung des Tragseiles erforderlich. Da dieses jedoch in beliebigen Längen, etwa zwischen 60 und 110 m je nach Geländeverhältnissen und Brückenstützweiten, gebraucht wird, ist das Verankerungsseil unabhängig davon ausgebildet. Das Tragseil wird außerhalb der Pylonenlager durch zweiteilige Stahlgußmanschetten genügender Länge zur Aufnahme der Seilzugkraft festgeklemmt. Dabei ist diese Klemmvorrichtung unter Vermeidung scharfer Ecken so ausgebildet, daß jede Seilbeschädigung vermieden und auch das übrigbleibende Seilende in sanfter Ausrundung aus der Manschette heraus zur Erde geführt wird. Dies ist nötig, weil bei jeder Neuaufstellung des Kranes das Seil an beliebiger Stelle gefaßt werden muß. Damit beide Verankerungsseile auch nach einer Seitenverschiebung des Kabels einwandfrei tragen, ist anschließend an die Klemmhülse eine Rolle angeordnet, über die das Verankerungsseil von 35 mm Durchm. läuft. An dessen beiden Enden geschieht der Anschluß an große, um Walzträger fassende Bügel mittels Bleichertscher Backzähne. Die Walzträger können je nach den örtlichen Verhältnissen eingegraben, hinter Felsen oder Bäume gelegt oder mit irgendwelchen Materialien in genügender Menge überdeckt werden, so daß die Aufnahme der Verankerungskraft sichergestellt ist.

Die Laufkatze (Abb. 4) ist entsprechend der Lastgröße mit vier in Kugellagern laufenden Rollen von 400 mm Durchm. versehen, die paarweise auf gleicharmigen, frei drehbaren Hebeln gelagert sich dem Seildurchhang anpassen können. Sehr deutlich ist dies in Abb. 3 zu erkennen. Der Abstand zwischen den Rollen beträgt je 600 mm, so daß sich ein Gesamtradstand von 1800 mm ergibt. In den Drehpunkten der Hebel ist das Untergehänge gelagert, das ziemlich weit nach unten verlängert ist. Durch diese Tieferlegung des Schwerpunktes wird erreicht, daß die Katze auch unter ungünstigen Umständen nicht umschlagen kann. Diese liegen vor, wenn keine Last an ihr hängt und der Zug des Zugseiles nach oben gerichtet ist, also etwa, wenn die Katze sich über Flußmitte befindet. Vorsichthalber sind außerdem noch Bügel unter den äußeren Laufrädern angeordnet, die um das Seil fassen und ein unbeabsichtigtes Abheben verhindern.

An die Katze ist ein normaler Schneckenrad-Flaschenzug angehängt, dessen Hubhöhe so bemessen ist, daß der Höhenunterschied zwischen höchster und tiefster Katzenstellung ausgeglichen und dadurch die Rüstträgerenden in die gewünschte Lage gehoben oder abgesenkt werden

können. Der Flaschenzug wird vom Rüstträger aus bedient. Das an der Laufkatze angreifende Zugseil von 13 mm Durchm. wird über die Rolle an den Pylonen zu einer weiter rückwärts auf dem Gelände aufgestellten Kabelwinde geführt und dort von Hand aufgetrommelt. Um auf dem absteigenden Tragseilast ein unbeabsichtigtes Voreilen der Katze zu vermeiden, ist das bei umgekehrter Katzenbewegung als Zugseil dienende, jetzt rückwärtige Seil ebenfalls am Ufer auf eine Kabelwinde gelegt und dient somit als Rückhalteseil.

Zum Schluß sei an Hand von Abb. 5 die Reihenfolge der einzelnen Vorgänge bei einer Brückenmontage unter Benutzung des Kabelkranes vorgeführt:

1. Aufstellung des Kabelkranes.
2. Montage der beiden Rüstträger an Land.
3. Aufhängen des Rüstträgervorderendes an die Katze, Aufsetzen des Sporns am Hinterende auf Wagen und Vorfahren über die Flußöffnung.
4. Absetzen der Rüstträger auf die Behelfslager vor den Widerlagern nach Entfernung des Hintersporns.
5. Verschiebung der Rüstträger senkrecht zur Brückenachse bis zur Erreichung des Hauptträgerabstandes der zu montierenden Brücke.
6. Eigentliche Brückenmontage auf den Rüstträgern, gegebenenfalls unter Zuhilfenahme des Kabelkranes für den Transport der Montagestücke.
7. Freisetzen der Brücke.
8. Seitliche Verschiebung der Rüstträger nach außen, um den Anschlag an die Katze zu ermöglichen.
9. Verschiebung der Seillager auf den Pylonen in die Außenstellungen, Anschlagen an die Katze und Ausfahren der Rüstträger bei gleichzeitiger Spornbeseitigung.
10. Demontage der Rüstträger und des Kabelkranes.

Falls vor den Widerlagern keine die Querverschiebung der Rüstträger zulassenden Gleitbahnen von genügender Länge angeordnet werden, können die Seillagerungen auf den Pylonen vor dem Anhängen der Rüstträger so weit nach außen verschoben werden, daß diese nach dem Einbringen und Absenken bereits in der richtigen Lage unter den Hauptträgern der Brücke liegen.

Es hat sich gezeigt, daß das beschriebene, von der Firma C. H. Jucho, Dortmund, gelieferte Gerät den ihm gestellten Anforderungen voll gerecht wird. Wenn auch sein Auf- und Abbau jeweils zur eigentlichen Brückenmontage hinzukommt, so wird doch diese Arbeit dadurch reichlich aufgewogen, daß die Rüstungen fortfallen und damit auch die Montage nicht durch Hochwasser gefährdet wird.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad.

Von Prof. Dr. **Karner**, Zürich.

Mit der am 20. Mai d. Js. stattgefundenen feierlichen Einweihung und Verkehrsübergabe der neuen Straßenbrücke über die Donau zwischen Novi-Sad und Peterwardein in Jugoslawien ist ein wirtschaftlich wichtiges, aber auch technisch interessantes Brückenbauwerk zum glücklichen Abschluß gebracht worden. Novi-Sad liegt am nördlichen und Peterwardein gegenüber, am südlichen Ufer der Donau rd. 50 km stromauf der Einmündung der Theiß und etwa 100 km, in der Stromachse gemessen, von Belgrad entfernt. Dieser Brückenbau ist der Abschluß eines Jahrhunderte langen Strebens nach einer festen Verbindung zwischen beiden Donauufern, und neben dem technischen Interesse, das wir dem Bau entgegenbringen, ist auch die Entstehungsgeschichte dieser Brücke als typisches Beispiel für die Entwicklung einer Brückenverbindung über einen großen Strom hinweg bemerkenswert. Von den beiden Brückenkopfsiedlungen ist Peterwardein die wesentlich ältere, die sich wegen der strategisch wichtigen Lage im Norden Syrmiens und am südlichen Rande der großen ungarischen Tiefebene früh zur wichtigen Festung entwickelte, während Novi-Sad viel später als Brückenkopf zur Sicherung der Schiffbrücken der Festung Peterwardein entstand. Heute hat jedoch Novi-Sad wirtschaftlich Peterwardein weit überholt und ist ein ansehnliches und wichtiges Handelszentrum geworden.

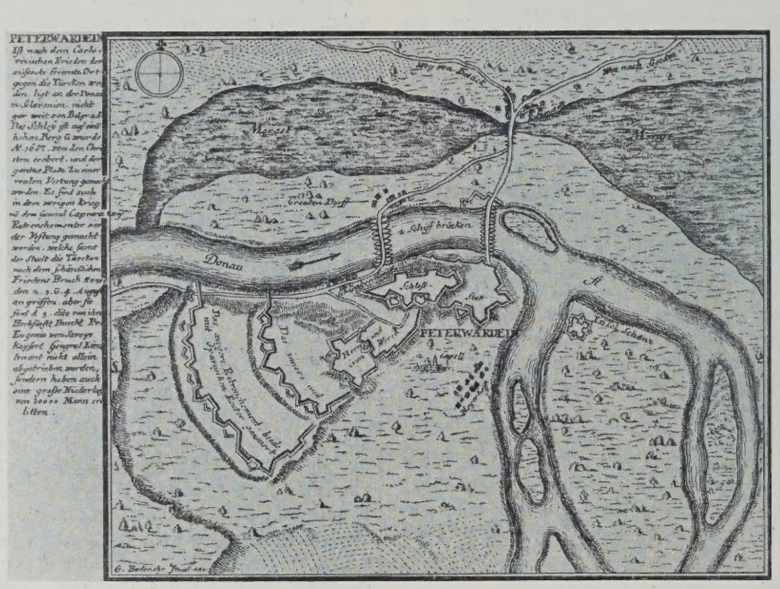


Abb. 1. Lageplan der Festung Peterwardein mit den beiden Schiffbrücken aus dem Jahre 1679.

Schon im Jahre 1267 wird in einer Schenkungsurkunde des ungarischen Königs Stephan V. von einer Fähre bei Peterwardein gesprochen. Eine Schiffbrücke finden wir das erste Mal im Jahre 1526 erwähnt, die vom Großwesir des türkischen Heeres, Ibrahim Pascha, gebaut wurde und die der Sultan Suleiman nach der für ihn siegreichen Schlacht bei Mohač überschritt. Ein zweites Mal benutzte Suleiman die Schiffbrücke drei Jahre später, 1529 nach der vergeblichen Belagerung Wiens, und er hielt auf seinem Rückzuge auf dem Peterwardeiner Ufer Rast. Während der folgenden Türkenherrschaft war Peterwardein der Hauptausfallpunkt der türkischen Streifzüge in die ungarische Tiefebene, und erst im Jahre 1687 wurde Peterwardein von den Türken befreit. In dem Kampfe der christlichen Heere gegen die Türken wurde es die Operationsbasis der ersteren, und in den mit wechselndem Glück geführten Kämpfen finden wir immer wieder Erwähnung von Schiffbrücken, die die beiden Ufer verbinden und in der Hauptsache militärischen Zwecken dienten. Damit wuchs die Bedeutung Peterwardeins immer mehr, und als Prinz Eugen von Savoyen die Leitung der Geschicke der kaiserlichen Heere übernahm, gestaltete er diesen Platz zu seinem Hauptstützpunkte aus, erbaute eine ständige Schiffbrücke, die er im Jahre 1694 auf dem linken Ufer durch einen besonderen Brückenkopf als Vorwerk der Festung Peterwardein sicherte. Noch im gleichen Jahre bewährte sich diese Neuanlage am nördlichen Ufer, als die Türken den vergeblichen Versuch machten, die Festung zurückzuerobern, und sich zu diesem Zweck der Schiffbrücke bemächtigen wollten, um die Verbindung zwischen beiden Ufern zu zerstören. Von Peterwardein aus organisierte Prinz Eugen 1697 seinen Zug gegen die Türken, die er bei Zenta glänzend schlug. Als aber die Türken 1716 neuerlich Anstalten trafen, Peterwardein zurückzugewinnen, sicherte er die Verbindung der beiden Ufer durch eine zweite Schiffbrücke, die etwa an der Stelle der heutigen Eisenbahnbrücke über die Donau führte. Prinz Eugen führte seine Heere über beide Brücken, schlug die Türken entscheidend, so daß Temesvar und Belgrad wieder in seinen Besitz kamen und 1718 der Friede von Pozarevac erzwungen werden konnte. Abb. 1 zeigt den Lageplan der Festung Peterwardein zu dieser Zeit mit den beiden Schiffbrücken.

Die Stadt Novi-Sad ist nun aus dem oben bereits erwähnten, im Jahre 1694 erbauten Brückenkopf entstanden, in dem sich serbische Granitscharen (serbische Bewohner der Militärgrenzgebiete) sowie Kaufleute, Gewerbetreibende usw. ansiedelten und sich unter dem Schutze der Festung bald ein aufstrebendes Gemeinwesen entwickelte. Die günstige geographische Lage und die günstigen wirtschaftlichen Bedingungen brachten es mit sich, daß 1748 diese Siedlung zur königlich ungarischen Freien Stadt mit dem Namen Novi-Sad (Neusatz) erhoben wurde. Der Verkehr zwischen beiden Donauufern geschah weiterhin immer mit Hilfe von Schiffbrücken, die unter militärischer Verwaltung der Festung standen, jedoch wegen Eisgefahr im Winter immer abgebrochen werden mußten. Abb. 2 zeigt ein altes Stadtbild von Novi-Sad mit einer Schiffbrücke. Die Unterbrechung der Verbindung der Stadt mit ihrem wirtschaftlich wichtigen Hinterlande Syrmien wurde auf die Dauer immer unangenehmer empfunden und der Wunsch nach einer festen Brücke, nach einer dauernden Verbindung beider Ufer, immer lebhafter. Wir sehen in Abb. 3 u. 4 die Schiffbrücke, wie sie bis vor dem Kriege noch bestand; das eine Bild zeigt den Blick auf Novi-Sad, das andere auf die malerische Festung

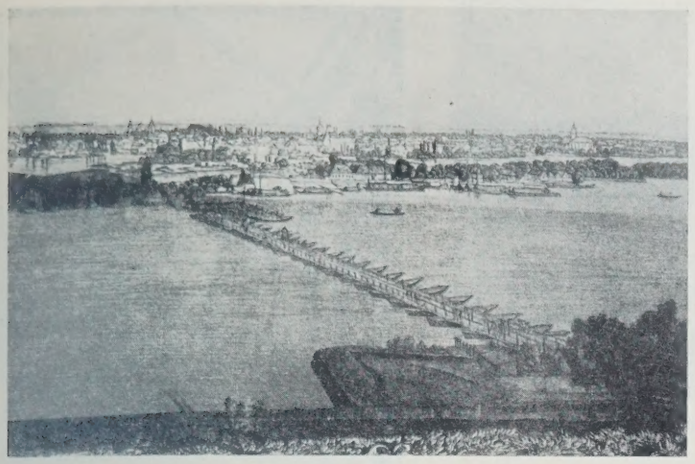


Abb. 2. Blick auf die Stadt Novi-Sad mit der Schiffbrücke von der Festung Peterwardein (nach einem alten Stich).

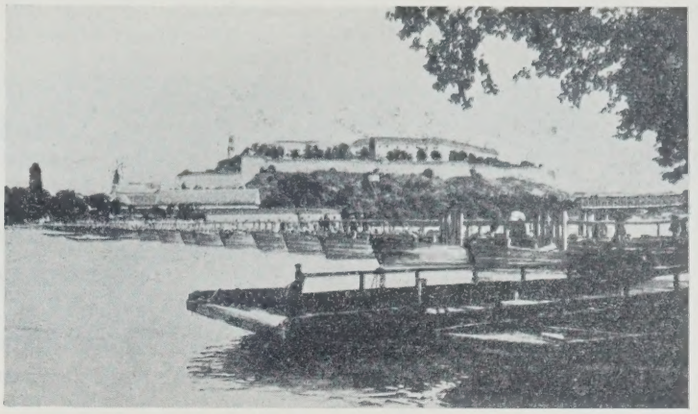


Abb. 4. Blick auf die Festung Peterwardein mit der Schiffbrücke von der Stadt Novi-Sad.

Abb. 3. Blick auf die Stadt Novi-Sad mit der ausgefahrenen Schiffbrücke von der Festung Peterwardein.

Abb. 5. Die zerstörte behelfsmäßige feste Straßenbrücke zwischen Novi-Sad und Peterwardein im Januar 1924.

Peterwardein, und wir sehen bereits, wie die Brücke für den Schiffsverkehr einen breiten ausfahrbaren Mittelteil besitzt. Als beim Bau der Eisenbahnlinie Budapest—Semlin die Donau durch eine feste Eisenbahnbrücke überbrückt werden sollte, stellte der Neusatzer Gemeinderat 1880 das Ansuchen, die Eisenbahnbrücke gleichzeitig als Straßenbrücke auszubauen; dem Ansuchen wurde aber nicht stattgegeben, und die 1883 eröffnete Eisenbahnbrücke erhielt nur einen Fußgängersteg, der auch heute noch benutzt wird. Mit den rasch ansteigenden Verkehrsbedürfnissen wurde die Lage anfangs dieses Jahrhunderts aber unhaltbar, und die Stadt Novi-Sad beschloß, aus eigenen Mitteln eine feste Straßenbrücke zu erbauen. 1912 wurden endgültige Pläne ausgearbeitet, und im Juli 1914 wurden die Gründungsarbeiten für die Pfeiler und Widerlager ausgeschrieben. Der Krieg verhinderte zwar die Verwirklichung dieser Pläne, brachte aber für die österr.-ung. Militärverwaltung die noch dringendere strategische Forderung nach einer dauernden Straßenverbindung der beiden Ufer. Zunächst wurde die Eisenbahnbrücke mit einem Bohlenbelag versehen, der den Straßenverkehr neben dem Eisenbahnverkehr mit Hilfe von besonderen Zufahrtrampen ermöglichte. Gleichzeitig wurde im Winter 1914 bis 1915 stromab von der Eisenbahnbrücke eine feste Brücke erbaut, die aus gerammten Holzjochen mit fünf eisernen halbparabelförmigen Überbauten von je 52 m Stützweite bestand und zusammen mit der Eisenbahnbrücke dem militärischen Verkehr diente. Diese Brücke war jedoch nur ein vorläufiger Behelf, da auf die Dauer die hölzernen Joche dem Eise nicht standhalten konnten, und tatsächlich wurde die Brücke im Januar 1924 das Opfer eines Eisganges auf der Donau, wobei zwei Öffnungen mit den zugehörigen Jochen hinweggerissen wurden. Abb. 5 zeigt den Rest dieser Notbrücke. Von diesem Zeitpunkte an bis zur Erstellung der neuen festen Straßenbrücke wurde durch eine Fährverbindung der Straßenverkehr zwischen beiden Ufern nur äußerst notdürftig aufrechterhalten. Für Novi-Sad, das durch den Friedensschluß eine jugoslawische Stadt geworden war, bedeutete diese fast vollkommene verkehrstechnische Trennung vom südlichen Donauufer eine schwere wirtschaftliche Schädigung. Obwohl schon 1919 durch das serbische Bautenministerium grundsätzlich der Bau einer neuen festen Straßenbrücke, dies-

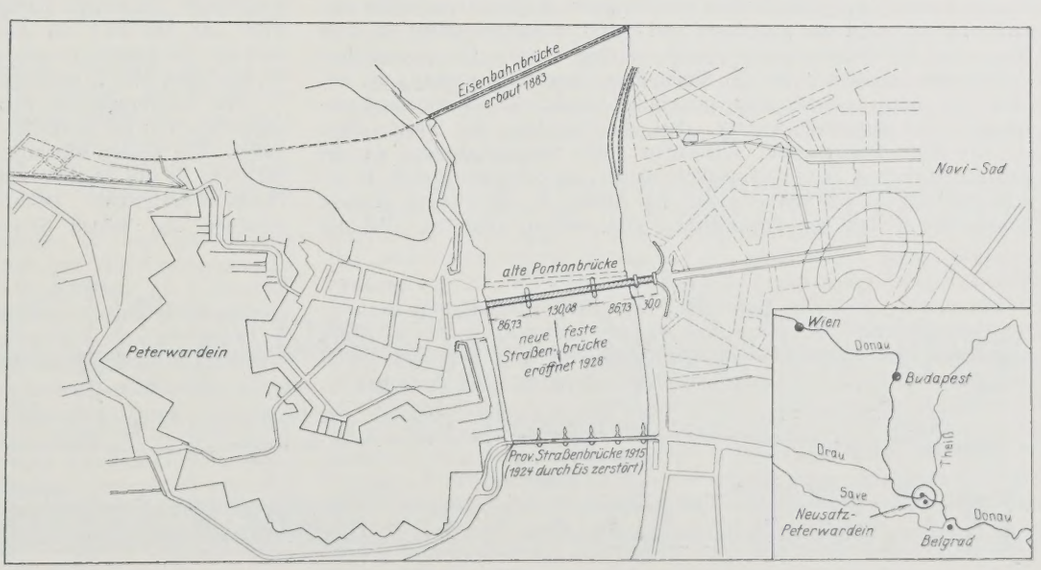


Abb. 6. Lageplan.

Abb. 7. Ansicht der neuen Brücke von Peterwardein aus.

Abb. 8. Ansicht der neuen Brücke von Novi-Sad aus.

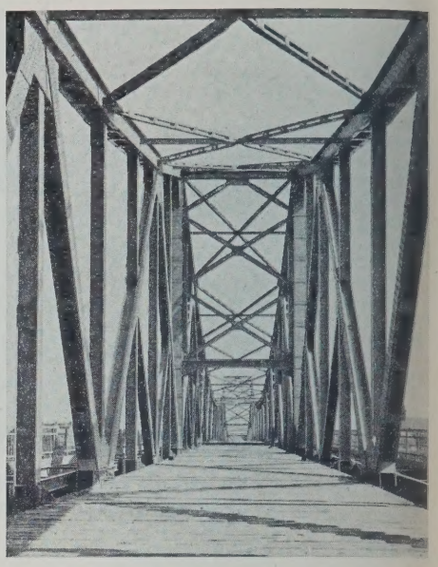


Abb. 9. Blick in das Innere der neuen Brücke. (Von der Fahrbahndecke sind nur die Belageisen aufgebracht.)

mal auf Staatskosten, beschlossen worden war, dauerte es noch recht lange, bis die Brücke in Auftrag gegeben wurde, bis sie ferner zur Aufstellung gelangte und endlich — im Mai 1928 — dem Verkehr übergeben werden konnte.

Wenden wir uns nun dem neuen Bauwerk zu, so ersehen wir aus Abb. 6 den Lageplan für die neue Brücke. Am weitesten stromauf führt die Eisenbahnbrücke der Strecke Budapest—Belgrad über die Donau. Die neue Straßenbrücke liegt zwischen der Stelle der alten Schiffbrücke und der durch Eisgang zerstörten behelfsmäßigen Kriegsbrücke; die Lage selbst ist durch die Bebauungspläne der Stadt Novi-Sad einerseits und durch die örtlichen Verhältnisse in Peterwardein anderseits bedingt. Die Brücke besitzt drei Stromöffnungen und eine Landöffnung, deren Pfeiler bezw. Widerlager von Peterwardein nach Novi-Sad gerechnet die Entfernungen 86,7 — 130,8 — 86,7 und 30,0 m haben (s. auch Abb. 10). Durch diese Anordnung ist die Donau mit einer mittleren großen und zwei Nebenöffnungen überbrückt, während die 30-m-Öffnung auf der Seite Novi-Sad eine Inundationsöffnung ist, um bei Hochwasser ein genügend großes Durchflußprofil zwischen den anschließenden Dämmen zu erhalten. Während der gesamte eiserne Überbau als Reparationsleistung des Deutschen Reiches an das Königreich Serbien von deutschen Brückenbauanstalten ausgeführt wurde, sind die Widerlager und Pfeiler in Serbien selbst auf dem Wege einer öffentlichen Ausschreibung vergeben worden. Die geologischen Verhältnisse erforderten für die Strompfeiler Druckluftgründung, die mit Hilfe von eisernen Senkkasten ausgeführt wurde, die schwimmend eingebracht und abgesenkt wurden. Bei der Gründung des Strompfeilers auf der Seite Peterwardein entstanden große Schwierigkeiten, da die reißende Strömung es fast unmöglich machte, die Schwimmgerüste in der richtigen Lage zu erhalten, wodurch die Achsen der Senkkasten gewisse Abweichungen von den theoretischen Pfeilerachsen erhielten. Bei der Gründung des Novi-Sader Strompfeilers dagegen zeigte sich ein allmähliches Schiefstellen des Pfeilers. Bei den Versuchen, diesen gerade zu richten, hat sich der Senkkasten vom Pfeilermauerwerk getrennt und ist auf einer Seite um etwa 30 cm abgesackt. Hierdurch entstand im Pfeilerinnern ein wagerechter Spalt, der eine eingehende und gründliche Ausbesserung erforderte, um dem Pfeiler die Tragfähigkeit für die spätere Brückenauflast zu erhalten. Diese Ausbesserung wurde von der Baudirektion Novi-Sad des Bautenministeriums nach deren eigenen Plänen und in eigener Regie ausgeführt. Der untere Teil des Brunnens, durch den das Absteigrohr der Druckluftgründung ging, wurde als neue Arbeitskammer eingerichtet. Den Boden bildete die Decke des Senkkastens, und die neue Decke wurde aus Eisenbeton als oberer Abschluß eingezogen. Nachdem die Schleuse auf diese Arbeitskammer aufmontiert und unter Druck gesetzt worden war, wurden stromauf und stromab Stollen in das Pfeilermauerwerk vorgetrieben, die der Höhenlage des entstandenen wagerechten Spaltes folgten. Der Spalt wurde sodann vom hereingedrungenen Sand gereinigt, die beschädigten Mauerwerkteile entfernt und schließlich der ganze Spalt durch Stampfbeton vollkommen geschlossen. Diese Arbeit ist in jeder Beziehung gelungen und dadurch dem Pfeiler die erforderliche Tragfähigkeit und Standsicherheit wiedergegeben worden.

Der eiserne Überbau ist zunächst als fertiges Bauwerk in Abb. 7 u. 8 dargestellt. Abb. 7 zeigt die Brücke von Peterwardein aus gesehen, mit der sich weit in die Ebene ausbreitenden Stadt Novi-Sad; Abb. 8 zeigt die Brücke vom Novi-Sader Ufer gegen Peterwardein. Obwohl in diesen beiden Abbildungen die Anschlußrampen noch nicht fertiggestellt erscheinen, können wir bereits erkennen, daß sich das Bauwerk gut in die umgebende Landschaft einfügt, daß die Linienführung der Gurtung ruhig wirkt und daß auch die Ausfachung der Hauptträger und insbesondere auch die konstruktive Einzelgestaltung als durchaus gelungen zu bezeichnen ist, was auch Abb. 9 bestätigt, die einen Blick in das Brückeninnere zeigt.

Die Hauptträger des eisernen Überbaues, die Abb. 10 darstellt, sind, abgesehen von der seitlichen 30-m-Brücke auf der Seite Novi-Sad, Gerberträger. Die beiden Seitenöffnungen von je 86,7 m Stützweite kragen um 26,016 m in die Mittelöffnung vor und tragen einen Koppelträger von 78,048 m Stützweite. Dadurch entsteht eine Mittelöffnung von 130,8 m zwischen den beiden Strompfeilerachsen und eine Gesamtlänge von

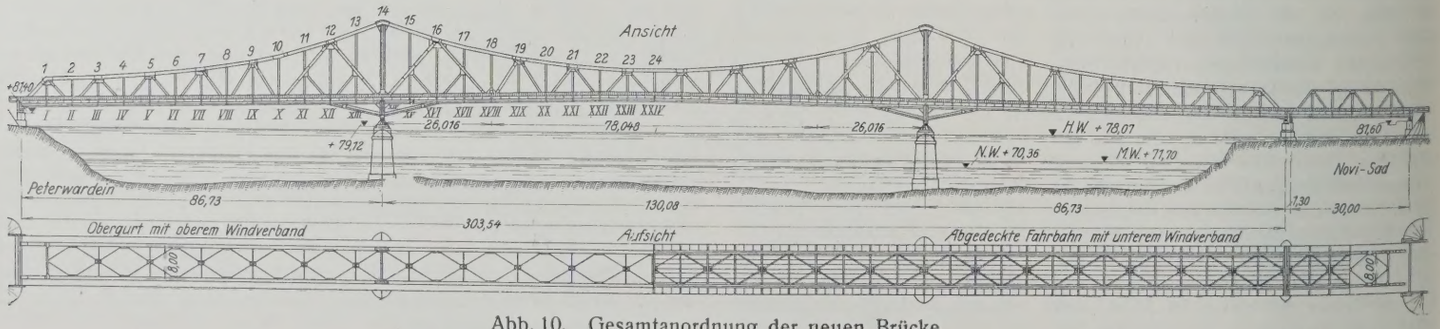


Abb. 10. Gesamtanordnung der neuen Brücke.

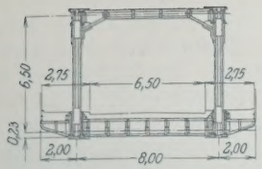


Abb. 10. Querschnitt am Portal des Schwebeträgers in 19—XIX.

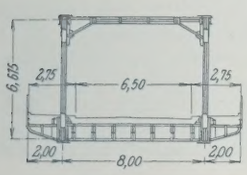


Abb. 10b. Querschnitt der 30-m-Flutbrücke.

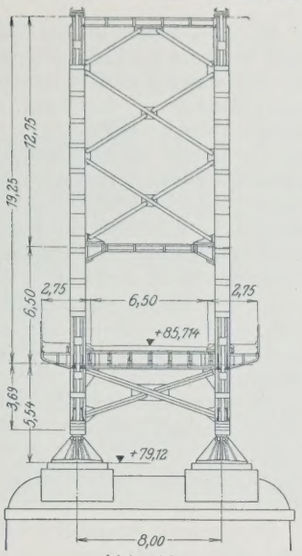


Abb. 10c. Querschnitt an der Pylone.

304,2 m bezw. 334,2 m mit der Landöffnung. Die untere Gurtung ist, abgesehen von zwei Stützstreben an den Strompfeilern, wagerecht, bezw. sie folgt der Straßen-Nivelette; ihre Höhenlage entspricht einer mittleren Durchfahrthöhe von 10 m für die Schiffahrt der Hauptöffnung bei MW und von 5 m bei HHW. Die obere Gurtung erhielt Girlandenform, die in der Hauptöffnung aus ästhetischen Gründen, ohne Rücksicht auf den Koppelträger, stetig verläuft, also mit geringster Trägerhöhe in Brückenmitte gestaltet wurde. Bei gleichbleibender Feldweite bezw. Querträger-Entfernung von 6,2 m für die Seitenöffnungen und 6,5 m für die Mittelöffnungen ist für die Ausfachung ein System steigender und fallender Diagonalen gewählt worden. Nur rechts und links von den Strompfeilern erstreckt sich je eine stehende Dreieckzacke über vier Felder, wodurch die Anordnung eines Zwischensystems notwendig wurde. Die Wahl der Höhenlage der Dreieckspitzen bezw. die polygonale Linienführung des Obergurtes ist bei der geschilderten Ausfachung so bestimmt, daß die aufeinanderfolgenden, gleichgerichteten Diagonalen keine zu großen Neigungsunterschiede aufweisen und dadurch der Brücke bei seitlicher Betrachtung einen harmonischen Eindruck verleihen. Die Obergurtstäbe von 16 bis 19 sowie die zugehörigen Pfosten 17 u. 18 sind für die Hauptträger Blindstäbe und als solche beweglich angeschlossen. Die Brückenenden sind abgeschrägt, und die theoretischen Pfostenhöhen betragen in 1—I 6,5 m, in der Mitte der Hauptöffnung in 25—XXV 7,23 m, und über den Strompfeilern zwischen den Gurtungen 19,25 m und zwischen dem Obergurt und den Auflagerpunkten 22,95 m. Die Auflagerung des Koppelträgers in den Kragarmen der Seitenöffnung geschieht in den Punkten XVIII, und zwar ist ein Gelenk fest als Bolzengelenk ausgebildet, das zweite beweglich durch Anordnung eines Pendelstabes von 0,7 m Höhe. Die 30-m-Öffnung auf der Seite Novi-Sad ist durch einen trapezförmigen Träger von 6,5 m Höhe mit sechs Feldern von 5 m bezw. mit drei nach oben gerichteten Zacken aus steigenden und fallenden Diagonalen gebildet. Architektonisch wird der Übergang des Obergurtes der Hauptbrücke zur Gurtung der 30-m-Öffnung durch eine girlandenartige genietete Konstruktion vermittelt, die die Obergurtenden der beiden Brücken mit einem Beleuchtungsmast verbindet, der über dem Zwischenpfeiler in der Hauptträgerebene angeordnet ist (Abb. 8). Die Lösung ist als wenig ansprechend zu bezeichnen, stört aber glücklicherweise den Gesamteindruck der Brücke nicht. Die Brücke erhält einen durchgehenden oberen und unteren Verband. Der obere Verband ist ein Rautenträger mit Rauten, die über je zwei Fahrbahnfelder greifen; über dem Strompfeiler erhalten die Rauten, die nach zwei Seiten geneigt sind, durch den oberen Riegel des Querverbandes einen Mittelpfosten. Der untere Verband besteht aus einem System gekreuzter Diagonalen, ebenfalls über zwei Felder greifend, mit einem einfeldrigen Endabschluß mit K-förmiger Diagonalanordnung. Portale bezw. Querrahmen, entsprechend den Abb. 10b u. 10c, sind in den Punkten 1—I, 19—XIX, sowie über den Pfeilern in 14—XIV vorgesehen. (Fortsetzung folgt.)

Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten, steinernen Pfeilern und Widerlagern und steinernen Brücken.

Alle Rechte vorbehalten.

Von **Schaper.**

In der letzten Zeit ist in Fachzeitschriften oft die Frage behandelt worden, ob den steinernen oder den eisernen Brücken die größere Lebensdauer und der geringere Unterhaltungsaufwand zuzusprechen sei. Die Frage ist dabei in dem einen und dem anderen Sinne beantwortet worden.

In dem Abschnitt XVI A „Anwendungsgebiet der eisernen Brücken" der 5. Auflage meines Buches „Eiserne Brücken" [1]), S. 775, schrieb ich:

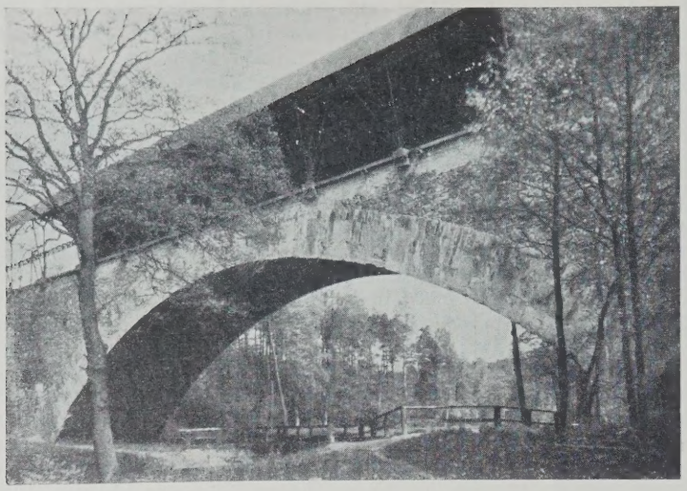
„Stein und Beton und bei wirklich sorgfältigem Entwurf und bei gewissenhaftester Ausführung auch Eisenbeton sind diejenigen Baustoffe, welche in erster Linie für den Bau von Brücken in Frage kommen. Das Eisen tritt erst dann an die Stelle dieser Baustoffe, wenn technische oder wirtschaftliche Gründe gegen ihre Verwendung sprechen. Diese Regel hat ihren Grund darin, daß die Brücken aus Stein, Beton und Eisenbeton, wenn die Schutzschicht gegen das Eindringen von Wasser unter der Fahrbahn einwandfrei ausgeführt ist, im Gegensatz zu eisernen Brücken nur geringer Überwachung und Unterhaltung bedürfen."

In diesen Sätzen ist die Frage zugunsten der steinernen Brücken beantwortet. Ich hatte nun in diesem Jahre die Aufgabe, mir die älteren eisernen und steinernen Brücken der Deutschen Reichsbahn auf ihren Unterhaltungszustand genau anzusehen. Die dabei gemachten Beobachtungen sind sehr lehrreich und geeignet, die Ansichten der Fachgenossen über die Beantwortung der oben angedeuteten Frage in die richtigen Bahnen zu lenken.

Die älteren eisernen Brücken sind, abgesehen von solchen, die über stark befahrenen Eisenbahngleisen liegen und hier den Rauchgasen der Lokomotiven in ungünstigster Weise ausgesetzt sind oder die in unmittelbarer Nähe von Hüttenwerken liegen oder die offensichtliche Konstruktionsfehler, namentlich in den Fahrbahnträgern und deren Anschlüssen aufweisen, im allgemeinen in keinem schlechten Unterhaltungszustande. Namentlich viele der ältesten noch vorhandenen eisernen Gitterträger aus den Jahren 1860 bis 1870 sind in sehr gutem Zustande, sie zeigen keine Alterserscheinungen und könnten noch viele Jahre im Betriebe bleiben, wenn sie nicht durch die gegenwärtigen auf ihnen verkehrenden Betriebsmittel unzulässig hoch beansprucht würden. Dagegen sind manche aus den Jahren 1870 bis 1885 stammenden eisernen Überbauten infolge erheblicher baulicher Mängel in den Hauptträgern und in den Fahrbahnträgern in schlechtem Zustande. Man möchte für diese Zeit von einem Rückschritt in der Güte der eisernen Überbauten gegenüber der Zeit von 1860 bis 1870 sprechen. Man hat aus den in dieser Zeit gemachten Fehlern gelernt und bildet die eisernen Überbauten in ihren Hauptträgern und, worauf es ganz besonders ankommt, in den Fahrbahnträgern und ihren Anschlüssen, die den Angriffen der Betriebsmittel in erster Linie ausgesetzt sind, jetzt so aus, daß sie bei guter Unterhaltung und ohne unerwartetes Zunehmen des Gewichtes der Betriebslasten sehr lange Zeit ihren Zweck erfüllen werden. Für den Schutz der über stark befahrenen Eisenbahngleisen liegenden eisernen Überbauten gegen den Angriff der Rauchgase werden jetzt wirksame Maßregeln ergriffen. Die Fahrbahntafeln solcher eiserner Überbauten werden vielfach aus Eisenbeton gebildet, die Fahrbahnträger selbst mit Beton umhüllt. Die untere Fläche der eisernen Überbauten wird auch durch eine dichte Tafel aus gespundeten Brettern oder aus elektrolytisch verbleiten Blechen gegen die Rauchgase vollständig abgeschlossen. Schließlich ist man neuerdings bei der Deutschen Reichsbahn auch dazu übergegangen, alte Teile von Überbauten, die dem Angriff von Rauchgasen stark ausgesetzt sind, elektrolytisch zu verbleien, nachdem Versuche, einen wirksamen Schutz gegen die Rauchgase durch das Metallspritzverfahren zu schaffen, nicht den erhofften Erfolg gebracht haben.

Im Gegensatze zu dem guten Zustande vieler der ältesten der eisernen Überbauten befanden sich die steinernen Widerlager und Pfeiler dieser Überbauten in der Regel in einem trostlosen Zustande. Der Mörtel war fast ausnahmslos durch Auslaugen des Bindemittels durch Wasser in Sand verwandelt. Hierdurch und durch die Stoßwirkung der Betriebsmittel war der Verband des Mauerwerks sehr stark gelockert. Die zerstörende Wirkung der Betriebsmittel zeigte sich namentlich unter den Auflagern. Das Mauerwerk unter den Auflagersteinen war zermürbt. Vielfach waren die Auflagersteine in das unter ihnen liegende Mauerwerk eingehämmert. Von diesen Stellen aus gingen bedenkliche Risse durch das Mauerwerk bis zu den Fundamenten. Die Auflagersteine waren oft zersprungen. Die in ihrem Steinverbande arg gelockerten Widerlager waren oft durch den Erddruck bedenklich ausgebaucht. Es liegt also die Tatsache vor, daß die steinernen Pfeiler und Widerlager, trotzdem sie reichlich stark bemessen waren und für ihre Unterhaltung durch wiederholtes Ausfugen und durch Ersatz schadhafter Steine durch neue dauernd gesorgt wurde, vollkommen alters-

[1]) Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin 1922.



schwach waren, während die von ihnen gestützten eisernen Überbauten noch keine Ermüdungserscheinungen aufweisen.

Um den zerstörenden Wirkungen der Stöße der Betriebsmittel unter den Auflagern vorzubeugen, hat die Deutsche Reichsbahn inzwischen vorgeschrieben, daß künftig die Köpfe aller Widerlager und Pfeiler aus einer durchgehenden Eisenbetonbank gebildet werden, die unter den eisernen Lagern durch kreuz- oder spiralförmige Bewehrung ganz besonders kräftig zur unmittelbaren Aufnahme der Stöße der Betriebsmittel hergerichtet werden. Auflagersteine werden also künftig nicht mehr angeordnet.

Die älteren steinernen Brücken zeigen vielfach ebenso wie die steinernen Widerlager und Pfeiler der älteren eisernen Brücken beträchtliche Schäden. Bei den älteren Bauwerken fehlen die Isolierschichten teilweise ganz, teilweise sind sie im Laufe der Zeit unwirksam geworden. Infolgedessen ist das Wasser in die Gewölbe und in die Pfeiler eingedrungen, hat das Bindemittel aus dem Mörtel ausgelaugt und diesen in Sand verwandelt und die Steine durchfeuchtet. Die durchfeuchteten Steine sind im Winter gefroren und zersprungen. Unter den Erschütterungen des Betriebes fallen die zersprungenen Steine stückweise aus den Gewölben heraus.

Bei zwei älteren großen Wölbbrücken, die nicht übermauert sind, bei denen vielmehr die Erdschüttung bis auf die tiefliegenden Kämpfer hinabgeht, hat man die weitere Zerstörung der Gewölbe durch das eindringende Wasser dadurch zu verhindern gesucht, daß man die Wölbbrücken mit eisernen Schutzdächern nach Art der Bahnhofshallen versah (s. die Abb). Dies war billiger, als das Gewölbe mit einer einwandfreien Isolierschicht zu versehen. Die Überdachung hat aber den gewünschten Erfolg nicht gehabt. Bei Schlagregen und Schneetreiben gelangte die Feuchtigkeit doch auf die Fahrbahn der Brücke und im weiteren Verlauf zu dem Gewölbe. Sicher ein merkwürdiger Gedanke, eine steinerne Brücke durch ein eisernes Dach gegen die Witterung zu schützen.

Bei den älteren Bauwerken fehlt wie bei den eben genannten auch häufig die Übermauerung der Gewölbe. In diesen Fällen sind die Stirnmauern durch den Druck der Erdschüttung vielfach sehr bedenklich ausgebaucht oder vornüber geneigt. In einzelnen Fällen sind auch die Stirnmauern samt den unter ihnen liegenden Gewölbestreifen seitlich herausgedrückt worden, wobei sich zwischen diesen Gewölbestreifen und dem übrigen Gewölbe klaffende Risse gebildet haben. Sind über den Gewölben Kapellen angeordnet, so sind diese in vielen Fällen durch die hämmernde Wirkung der Betriebsmittel zerstört.

Die Deutsche Reichsbahn hat also mit den älteren steinernen Brücken sicher nicht weniger Sorgen als mit den älteren eisernen. Die Beseitigung der geschilderten Schäden erfordert den Aufwand beträchtlicher Mittel. Bei den Wiederherstellungsarbeiten ist es Grundsatz, die Gewölbe mit Beton voll zu übermauern, Kapellen mit Beton auszufüllen und die Isolierschichten auf diesen Übermauerungen anzuordnen. Man erreicht hierdurch zwei Vorteile, erstens daß die Stirnmauern nicht mehr durch den Erddruck seitlich herausgedrückt werden, zweitens daß die Isolierschichten, die trotz sorgfältigster Ausführung wohl nicht länger als 25 bis 30 Jahre halten, ohne große Mühe und Kosten ausgebessert werden können.

Nach diesen an älteren Bauwerken gewonnenen Erfahrungen kann von einer fast unbegrenzten Lebensdauer und von geringen Unterhaltungskosten dieser Bauwerke nicht die Rede sein. Damit soll nicht gesagt werden, daß sich die neuen, nach verbesserten Bauregeln und mit hochwertigen Bindemitteln hergestellten steinernen Bauwerke nicht besser verhalten werden.

Die neuzeitlichen eisernen Brücken stehen aber auch, wie schon oben erwähnt wurde, weit besser als die älteren da.

Alle Rechte vorbehalten.

Aufstellung der Hindenburgbrücke über den Neckar bei Wimpfen.

Von Oberingenieur **Schwarz**, Eßlingen.

Am 2. Oktober 1927 ist die Hindenburgbrücke, eine Straßenbrücke, die die Gemeinden Wimpfen und Offenau miteinander verbindet, eingeweiht und dem öffentlichen Verkehr übergeben worden.

Die Brücke (Abb. 1) überspannt den Neckar in drei Öffnungen, wovon die mittlere eine Stützweite von 70,3 m und die beiden Seitenöffnungen eine solche von 40,7 m haben. Die Fahrbahn hat eine Breite von 5,5 m und die Gehstege, die zu beiden Seiten der Fahrbahn angeordnet sind, eine solche von je 1,5 m. Die Brücke, deren Hauptträger aus Blechträgern bestehen, wurde als Kragträgerbrücke ausgeführt, da sie im Senkungsgebiet liegt und statisch bestimmte Anordnung des Überbaues verlangt war. Die Stehbleche der Hauptträger haben eine Höhe von 2,1 bis 3,3 m.

Die Fahrbahntafel besteht aus einer 19 cm starken Eisenbetondecke, die zwischen den 1,45 m voneinander entfernten Längsträgern gespannt ist, und einer darüberliegenden Asphaltschicht von 6 cm Stärke. Der Gehstegbelag besteht aus Eisenbetonplatten von 8 cm Stärke.

Der eiserne Überbau, der für eine Verkehrslast durch eine Dampfwalze von 23 t, einen Lastkraftwagen von 9 t und ein Menschengedränge von 500 kg/m² berechnet worden ist, hat ein Gewicht von 400 t. Die Hauptkonstruktionsteile bestehen aus St 48.

Im nachstehenden soll eine kurze Beschreibung der Brückenaufstellung, deren Arbeitsvorgang manches Interessante bietet, gegeben werden.

Die Konstruktionsteile der Brücke konnten auf dem Wasserwege zur Baustelle geschafft werden. Dies und die Forderung des Bestellers, eine Durchfahrtöffnung von 20 m für die Schiffahrt frei zu lassen, war bestimmend für die Anordnung der Montagerüstung. Mit einem fahrbaren Bockkran von 15 t Tragkraft, der auf dem Gerüst der linken Seitenöffnung stand, sollten sämtliche Konstruktionsteile aus den Transportkähnen gehoben und stoßweise zusammengebaut werden. Die Laufbahn für den Bockkran war nach beiden Seiten der Aufzugöffnung nur so weit vorgestreckt, daß mit dem Kran zwei nebeneinanderliegende Hauptträgerstücke samt Quer- und Längsträgern zusammengebaut werden konnten. Auf zwei Verschubbahnträgern aus I 36, die in Hauptträgerentfernung über die ganze Rüstung verlegt waren, wurde die aufgestellte Konstruktion von der Zusammenbaustelle weggezogen.

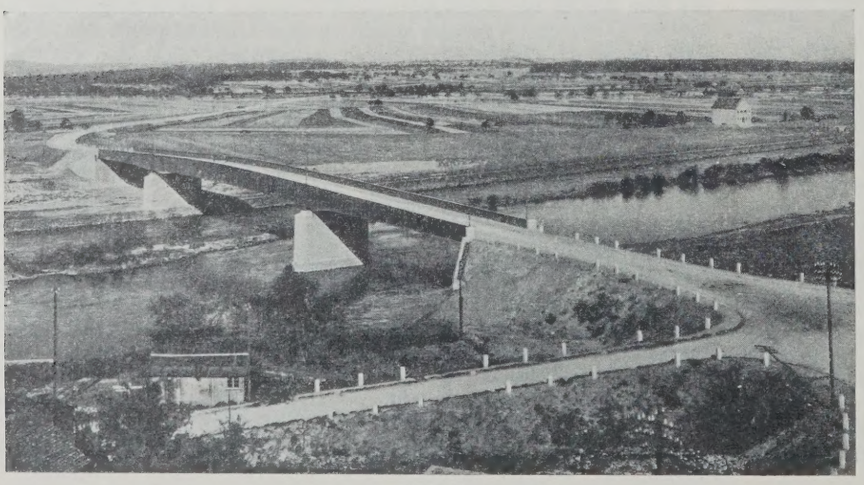


Abb. 1.

Es ist beabsichtigt gewesen, mit der Aufstellung des rechten Brückenendes zu beginnen und die Konstruktion entsprechend dem Fortschritte des Zusammenbaues in Richtung Offenau über die freie Schiffahrtöffnung vorzuziehen. Leider konnte dieser Aufstellungsplan nicht vollständig durchgeführt werden. Während des Baues der Rüstung, und zwar zu einer Zeit, als die Rüstarbeiten schon weit vorgeschritten waren und eine Umänderung des Gerüstes nicht mehr möglich war, wurde von den Schiffahrtgesellschaften für die Schiffe eine freie Durchfahrt-

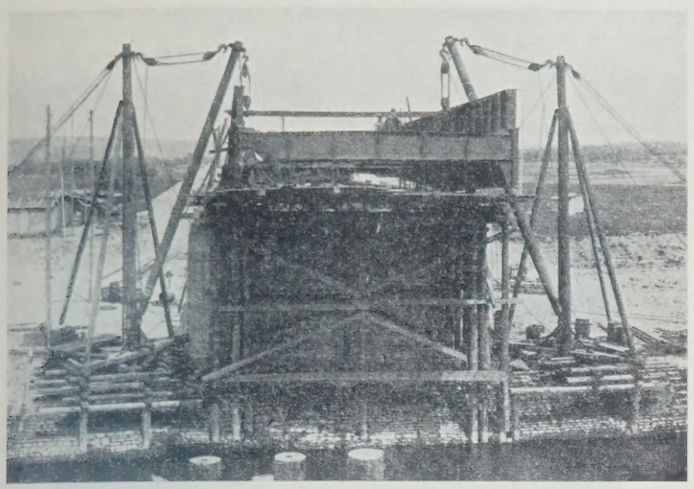


Abb. 2.

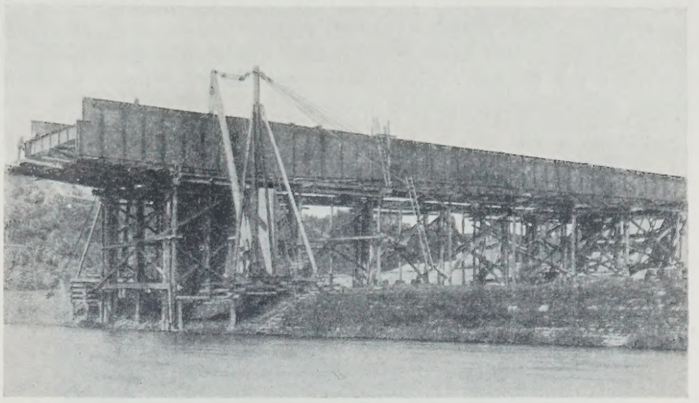


Abb. 3.

öffnung von 30 m verlangt. Bei einer weit gespannten Öffnung war es nicht mehr möglich, die Konstruktion der Brücke von dem linken Teile der Rüstung auf den rechten Teil hinüberzuziehen. Der Kragarm auf der Offenauer Seite mußte von der Schiffahrtöffnung aus zusammengebaut werden.

Zu diesem Zwecke sind links und rechts vom Strompfeiler und der bereits fertiggestellten Rüstung zwei Schwenkmaste von 12 t Tragkraft aufgestellt worden (Abb. 2 u. 3). Mit diesen wurden die Hauptträgerstücke aus den Kähnen gehoben und auf Verschubwagen, die auf den Verschubbahnträgern bereitgestellt waren, abgesetzt.

Die Hauptträger des Kragträgers wurden in je fünf Teilen, von denen der schwerste bei 11,5 m Länge ein Gewicht von 11 t hatte, angeliefert, der Reihe nach, und zwar mit den auf der Offenauer Seite liegenden Endstücken beginnend, einschl. Quer- und Längsträger zusammengebaut

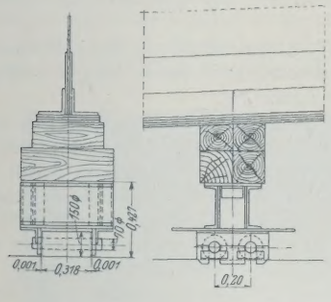


Abb. 4.

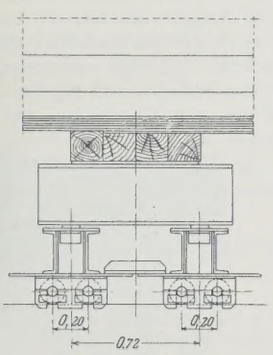


Abb. 7.

und jeweils so weit verfahren, als Platz zum An- und Zusammenbau der nächstfolgenden Teile der Hauptträger gebraucht wurde.

Die zum Vorziehen der Brücke verwendeten Verschubwagen sind in Abb. 4 dargestellt. Diese Wagen, die bei Brückenverschiebungen mit gutem Erfolge verwendet worden sind, haben eine niedrige Bauhöhe und führen sich infolge der breiten Rollenlagerung sehr gut. Die Kabelwinden zum Verfahren der Brücke waren am Fuße der Rüstung aufgestellt.

Während des Zusammenbaues des rechten Kragträgers ist die Rüstung auf der Wimpfener Seite fertiggestellt worden. Die ankommenden Schiffe wurden mit dem auf der Rüstung stehenden Bockkran entladen. Das rechte Ende des Mittelstückes, dessen Hauptträger ebenfalls in je fünf Stücken angeliefert worden sind, wurde zuerst zusammengebaut. Sobald ein Stoßstück mit den Querträgern und Längsträgern zusammengebaut und angeschlossen war, wurde die Konstruktion in gleicher Weise wie auf der Offenauer Seite verfahren.

In der Übersicht der Gesamt-Montageanordnung (Abb. 5) befindet sich das zusammengebaute Mittelstück kurz vor seiner letzten Fahrt. Um beim Verfahren über die Stromöffnung das Gleichgewicht zu halten, ist an das linke Ende des Mittelstückes der erste Teil des Kragträgers der Wimpfener Seite angehängt und dieses noch mit dem folgenden

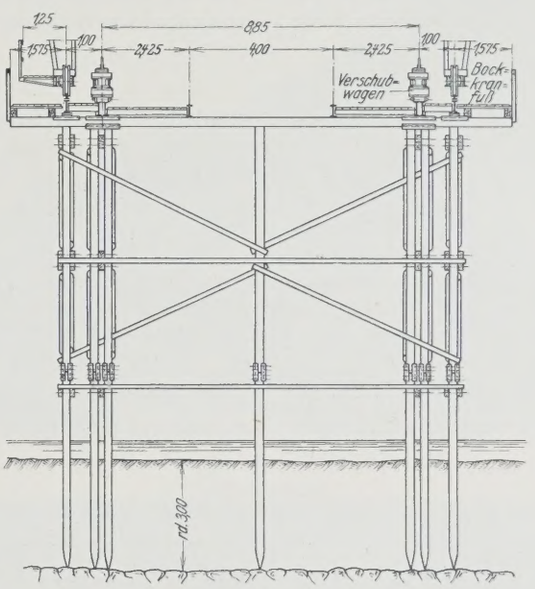


Abb. 6.

Hauptträgerstoß belastet worden. Die zusammengebaute Konstruktion stützte sich in diesem Augenblick nur auf die beiden mittleren Doppelverschubwagen *a* und *b* und am Ende des ersten Kragträgerstückes auf einen einfachen Verschubwagen. Die von den Doppelwagen aufzunehmende Last betrug 60 t. Da ein Wagen nur eine Tragfähigkeit von 30 t hat, sind zwei Wagen durch eine Traverse gekuppelt worden. In Abb. 6 ist der Querschnitt der Rüstung über der Zusammenbaustelle und in Abb. 7 ein Doppelwagen mit Traverse dargestellt. Die zwei Handkabelwinden zum Verziehen der Brücke waren auf dem linken Brückenpfeiler aufgestellt.

Auf Abb. 8 u. 9 befindet sich das Mittelstück der Brücke kurz vor dem Zusammenschluß mit dem bereits aufgestellten Kragträgerstück der Offenauer Seite.

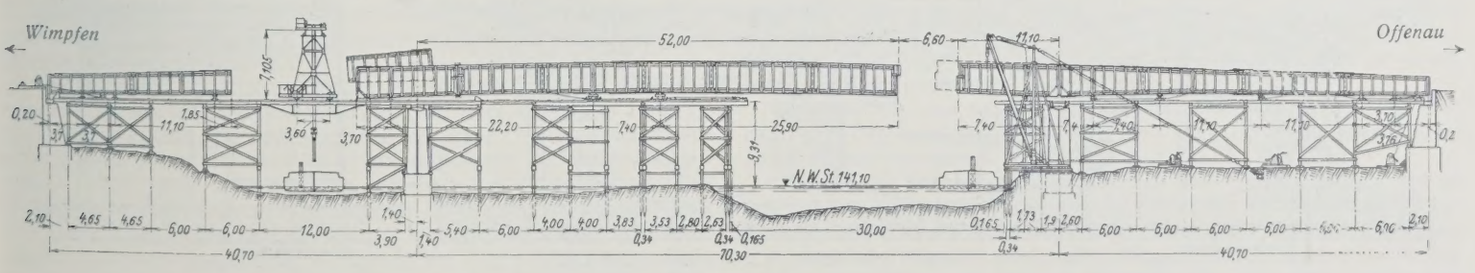


Abb. 5.

Nachdem der Anschluß mit dem Kragstück der Offenauer Seite hergestellt war, ist der restliche Teil der Brücke zusammengebaut worden. Das Abnieten des Mittelstückes der Brücke wurde ausgeführt, solange es noch über der Rüstung stand. Nietungen über der freien Schiffahrtöffnung sind dadurch vermieden worden.

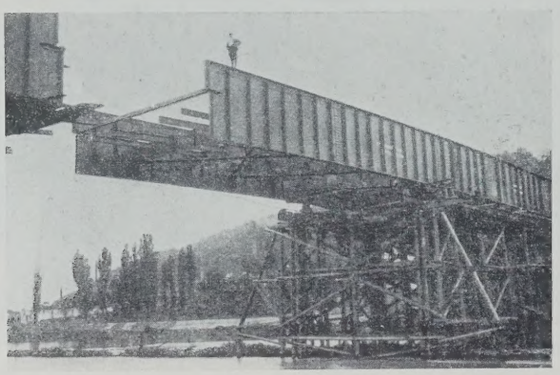


Abb. 8.

Herfahren des Montagekranes vermieden und dadurch ein fließender Arbeitsgang durchgeführt werden konnte.

Die Eisenkonstruktion der Brücke wurde in den Werkstätten der Maschinenfabrik Eßlingen und der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg,

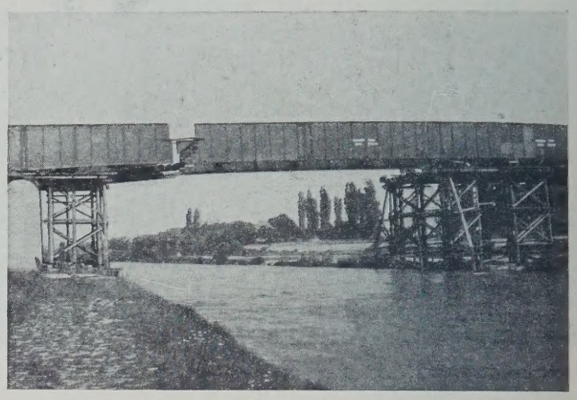


Abb. 9.

Nach beendetem Zusammenbau wurde die Brücke mit Druckwasserpressen auf die Lager abgelassen.

Der gewählte Arbeitsvorgang beim Aufstellen des eisernen Überbaues hatte den besonderen Vorteil, daß der Zusammenbau der Einzelteile an ein und derselben Stelle ausgeführt, ein zeitraubendes Hin- und Werk Gustavsburg, und die Aufstellung des eisernen Überbaues von der Maschinenfabrik Eßlingen allein ausgeführt.

Die Gründung, die Pfeileraufbauten und sonstigen Arbeiten wurden von der Tief- und Eisenbeton-Gesellschaft Stuttgart und der Rheinischen Betonbau A.-G., Mainz, ausgeführt.

Die Verstärkung und Abdichtung kontinuierlicher Brückengewölbe in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Karl Hieber,** Aschersleben.

Die aus der Richtung Hannover und Bremen in den Hamburger Hauptbahnhof einlaufenden Züge haben hinter der Norderelbbrücke das in der Niederung der Elbmarsch gelegene Gelände des sogenannten „Hannoverschen Bahnhofs“ zu überqueren.

Zum Ausgleich des Höhenunterschiedes, der einerseits durch die Fahrbahn der Norderelbbrücke, anderseits durch die zweigeschossige Drehbrücke über den Oberhafenkanal und die Bahnsteige des auf dem Geestrücken gelegenen Hauptbahnhofs bedingt ist, wurde im Jahre 1904 unter Oberbaurat Caesar die Pfeilerbahn erbaut.

Dieses Bauwerk stellt auf einer Strecke von rd. 900 m eine fortlaufende Reihe von Pfeilergewölben in Klinkermauerwerk (Abb. 1) dar, die, im Gegensatze zu den sonst in mancher Beziehung ähnlichen Brücken[1]) der Stadtbahn Berlin auf durchlaufenden, durch eine Lage von 16 Eisenbahnschienen bewehrten Betonsohlgewölben gegründet sind. Der Untergrund besteht aus feinem, von Moorschichten durchzogenem Sand und ist durch die Nachbarschaft des Oberhafens der auswaschenden Wirkung von Ebbe und Flut ausgesetzt.

Die Strecke wird täglich von 185 Zügen befahren. Nach Erneuerung der eisernen Überbauten der Norderelbbrücke sowie einiger kleineren Brücken wird sie für Lastenzug N eingerichtet.

Im Verlauf einer nahezu 20-jährigen Betriebsdauer, während deren Lokomotivgewichte und Fahrgeschwindigkeit auf dieser zweigleisigen Strecke erheblich zunahmen, haben sich an dem Bauwerk beträchtliche Schäden gezeigt, die allerdings im wesentlichen auf andere Ursachen zurückzuführen sind, als auf die seinerzeit als gewagt erschienene Gründungsweise auf durchgehender Sohlplatte ohne Pfähle.

Ganz allgemein sind die Querschnittabmessungen zu sparsam gehalten (Abbild. 1a), für die Druckverteilung der Verkehrslast stehen über dem Gewölbescheitel nur 45 cm, von Unterkante

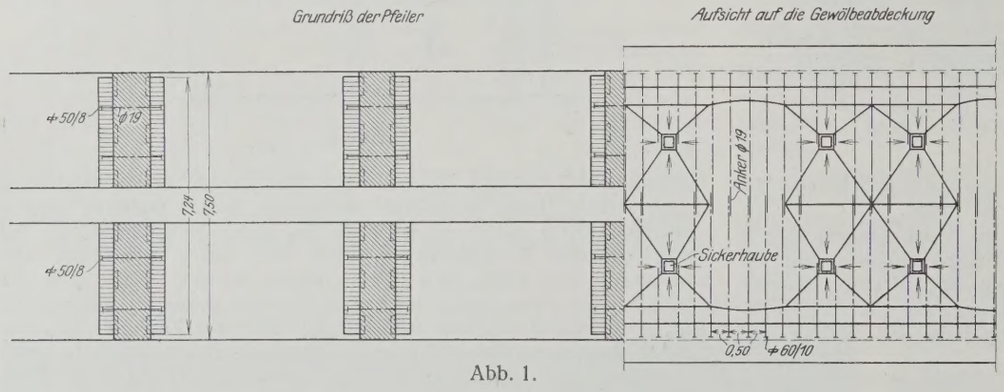


Abb. 1.

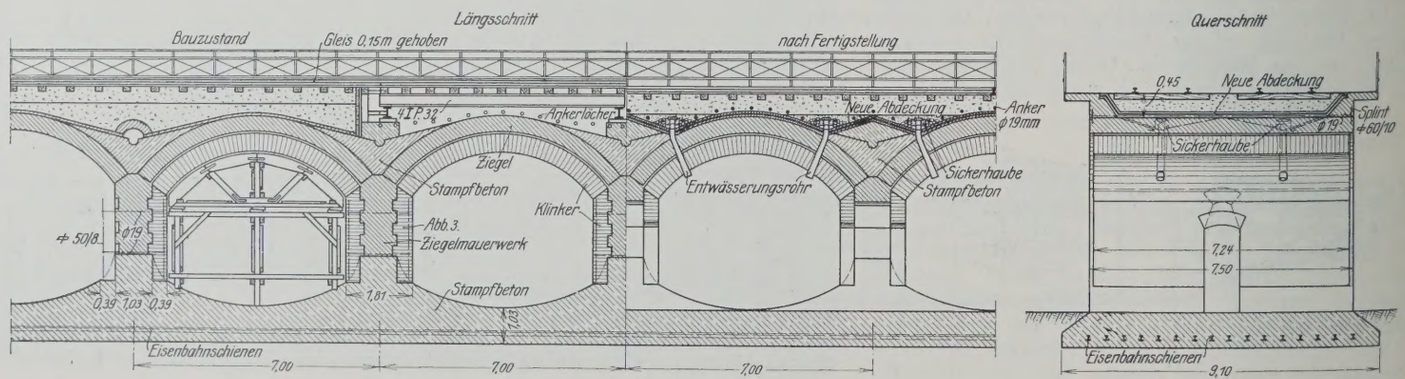


Abb. 1a.

[1]) Vergl. Grapow, Die Instandsetzung der gewölbten Brücken der Berliner Stadtbahn. „Die Bautechnik“ 1925, Heft 40, S. 525.

Schiene gemessen, zur Verfügung, und seitlich ist zwischen Schwelle und Stirnmauer nur 20 cm Raum für die Bettung.

Diese unmittelbare Lastübertragung im Verein mit den bei Bahnbauten durch jedes Befahren auftretenden Erschütterungen hat bewirkt, daß die Isolierung der Gewölbe, ein Asphaltfilzbelag von 1 bis 2 cm Stärke, an vielen Stellen gelitten hat und daß infolge des seitlichen Schubes *H*, verursacht durch die wagerechte Komponente der Verkehrsbelastung, auf

Abb. 2. Bohren der Löcher für die Verankerung der Stirnwände.

weite Strecken klaffende Spalten entstanden sind (Abb. 2), die in der Ansicht als wagerechte Rißlinie in Erscheinung treten.

Die Ableitung des Tagwassers, neben der Abdichtung der empfindlichste Konstruktionsteil bei Massivbrücken, geschah durch ein Sickergewölbe über den Pfeilern nach außen. Hier setzen die Angriffe der Nässe zuerst ein: Das in Zementmörtel hergestellte Klinkermauerwerk wurde von dem eindringenden Wasser von innen heraus physikalisch durch Auswaschen im Sommer und durch Sprengen im Winter, chemisch durch Angriff der schwefelsäurehaltigen Tag- und Maschinenabwässer, die ständig durch das Schotterbett tropfen, angefressen. Die Zerstörung war allmählich so weit fortgeschritten, daß bei verschiedenen Gewölben ganze Stücke der inneren Leibung bis zu einem Stein Stärke herausfielen. Zur vorläufigen Sicherung wurden daher einige Gewölbe abgestützt, und bei einer großen Anzahl der übrigen Gewölbe wurde der die Beobachtung erschwerende Putz abgeschlagen, und die leeren Gewölbefugen wurden

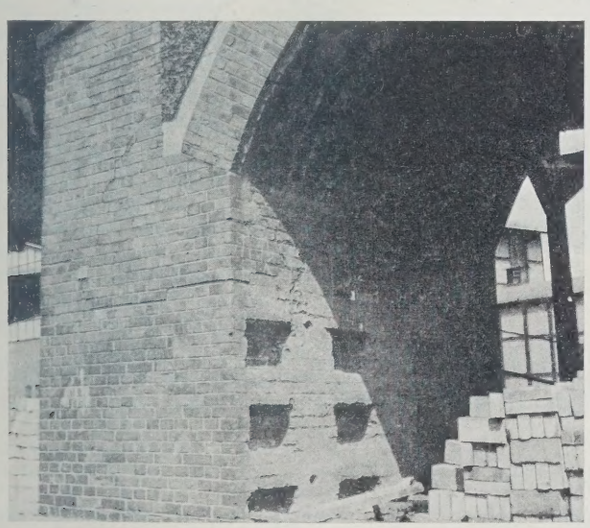


Abb. 3.
Zerstörungserscheinungen am Endwiderlager.

so tief als möglich mit gutem Zementmörtel gefüllt. Die letztere Maßnahme erwies sich dann auch als ausreichend bis zum Beginn der endgültigen Verstärkungsarbeiten.

Im Jahre 1923 waren zwei Gewölbe versuchsweise durch Eisenbetonunterwölbung um 35 cm verstärkt worden. Die Abdichtung kam zwischen das bestehende und das neue Gewölbe zu liegen. Diese neuen Eisenbetongewölbe haben sich zwar bis jetzt gut gehalten, ein großer Nachteil bestand jedoch darin, daß die alten Mauergewölbe dabei weiterer Zerstörung ausgesetzt waren, obwohl sie nach Beseitigung der Schäden sehr wohl zum Tragen herangezogen werden konnten. Auf Grund mehrerer engerer Ausschreibungen wurde der Entwurf der Grün & Bilfinger A.-G., die durch ähnliche Bauten in Berlin über besondere Erfahrungen verfügt,

zur Ausführung bestimmt. Danach werden zunächst die schadhaften Pfeiler- und Gewölbeflächen mit Drucklufthämmern aufgerauht und an den Pfeilern nischenförmige Aussparungen ausgestemmt (Abb. 3). Die Verteilung der Nischen geschieht in der Weise, daß auch während des Baues keine Schwächung des Pfeilerquerschnitts eintritt. Nunmehr werden die neuen Pfeiler in $1^1/_2$, und die Gewölbe in 2 Stein Stärke mit Zementmörtel 1 : 3 gemauert und die ersteren durch Anker mit durchgehenden

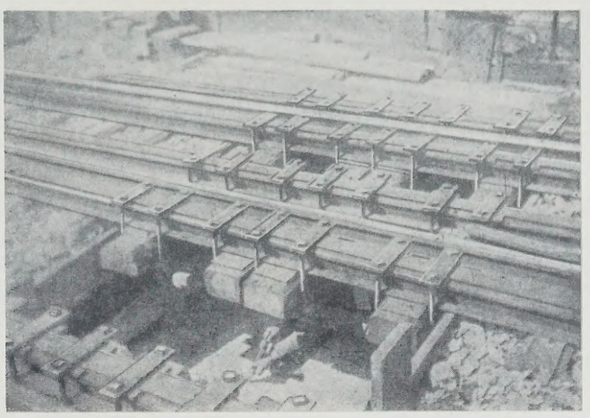


Abb. 4. Schacht und Gleisabfangung über Pfeiler 13.

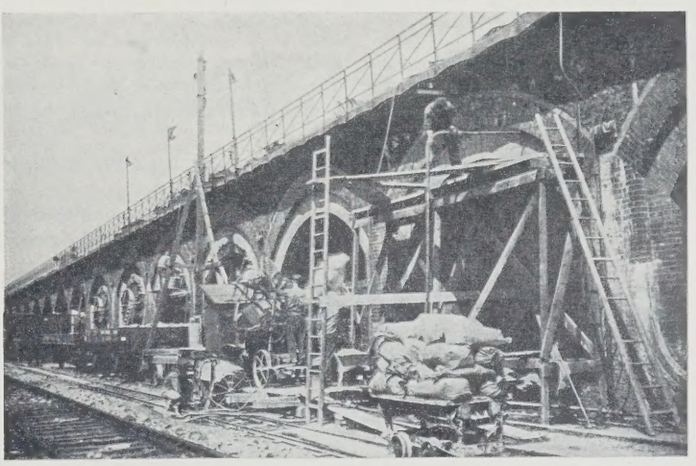


Abb. 5. Auspressen der Gewölbefuge.

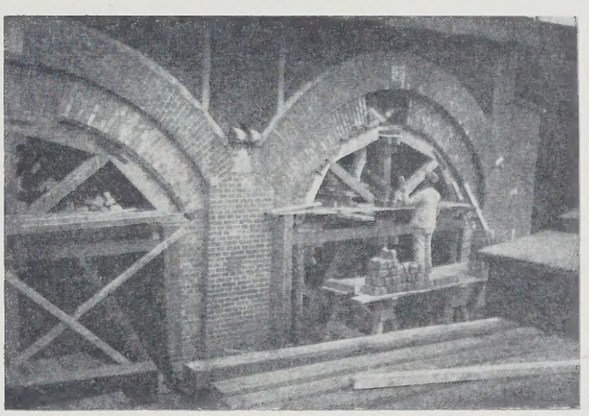


Abb. 6. Mauern der Gewölbe.
Bogen 2 vor dem Ausschalen. Bogen 3: Mauern des Scheitels.

Flacheisensplinten mit dem Pfeilerkern verbunden. Währenddessen wird das Gewölbe durch den Einbau eiserner Behelfsbrücken entlastet, der Oberbau samt Bettung entfernt und die alte Isolierung unter der Gleisabfangkonstruktion während des Betriebes abgestemmt.

Für den Ein- und Ausbau der Behelfsbrücken steht in der Regel eine nächtliche Zugpause von 0 bis 5 Uhr zur Verfügung, wobei ein fahrbarer 10-t-Kran mit Handantrieb verwendet wird.

Die für den Umbau der Behelfsbrücken notwendige Zeit wird wesentlich verkürzt durch feste Anordnung der Schwellen auf den eisernen Tragkonstruktionen, so daß die Brücke samt Schwellen vom Kran angehoben und eingesetzt werden kann. Die Behelfsbrücken werden auf Betonfundamente gelagert, die zuvor in Schächten über dem Pfeiler hergestellt

werden, wobei die Gleise über den Schächten an einer Hängevorrichtung mit Bügeln gehalten werden (Abb. 4).

Während dreijähriger Bauzeit haben sich die Umbauten reibungslos und ohne Überschreitung der Zugpausen abgespielt. Auch der Kran hat nie zu Störungen Anlaß gegeben.

Zwischen altem und neuem Gewölbemauerwerk wurde eine Fuge von 3 bis 5 cm Stärke belassen, damit der hochwertige Zement des Mörtels frei von Erschütterungen abbinden kann. Diese Fuge wird nachträglich mittels Torkretzementinjektors unter Verwendung von Druckluft ausgepreßt, so daß ein statisch einheitlich zusammenwirkender Bauteil entsteht (Abb. 5).

Das Mauern der Gewölbe geschieht nach der Tunnelbauweise, d. h. die Steine werden nicht von der Stirne eingebracht, sondern von den Kämpfern nach dem Scheitel zu hochgemauert bis zum Bogenschluß (Abb. 6), der senkrecht zur Gleisachse von der Mitte des Bogens nach beiden Stirnseiten hin vorgetrieben wird.

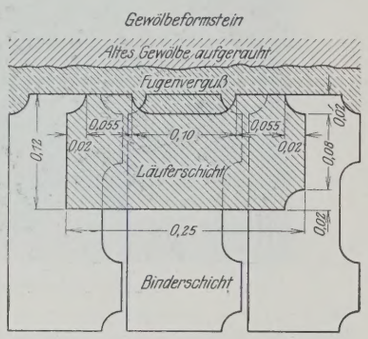


Abb. 7.

Für die oberste Schicht des neuen Gewölbes werden die Frevertschen Formklinker (Abb. 7) verwendet, die eine gleichmäßige Verteilung des eingepreßten Mörtels und ein Ineinandergreifen vom Fugenverband zwischen Mörtel und Mauerwerk ermöglichen.

Für die statische Untersuchung kann das Gewölbe als Dreigelenkbogen aufgefaßt werden. Die Erschütterungen wurden durch einen Stoßzifferzuschlag $\varphi = 1{,}5$ auf die ruhende Verkehrslast berücksichtigt.

Unter Zugrundelegung des Lastenzuges N treten am unverstärkten Bauwerk folgende Beanspruchungen auf:

a) Spannung in der Gewölbefuge zwischen Scheitel und Kämpfer
ohne Berücksichtigung der Zugspannungen $\max \sigma = 53{,}5$ kg/cm²,
mit Berücksichtigung der Zugspannungen $\sigma_1 = 17{,}1$ kg/cm²,
$\sigma_2 = -7{,}7$ kg/cm²;

b) Spannungen an der unteren Pfeilerfuge.
Es treten Zugspannungen auf:
$\sigma_1 = 20{,}2$ kg/cm²
$\sigma_2 = -11{,}3$ kg/cm².

Die Beanspruchungen im verstärkten Gewölbe betragen unter denselben Annahmen (Abb. 8):

a) Spannung in der Gewölbefuge
ohne Berücksichtigung der Zugspannungen $\max \sigma = 5{,}85$ kg/cm²,
mit Berücksichtigung der Zugspannungen $\sigma_1 = 5{,}65$ kg/cm²,
$\sigma_2 = -0{,}82$ kg/cm²;

b) Spannungen in der unteren Pfeilerfuge
$\sigma_1 = 4{,}10$ kg/cm²,
$\sigma_2 = 1{,}8$ kg/cm².

Die Abdichtung geschieht in der Weise, daß im Schutze der Behelfsbrücken der aufgerauhte Gewölberücken mit einer Glattstrichunterlage versehen wird. Zur Aufnahme des Lastenschubes auf die Stirnmauer wird über den Gewölben eine Stirnwandverankerung angeordnet. Statt wie bisher das Tagwasser über den Pfeilern nach außen zu leiten, werden die Tiefstpunkte des Gefälles zwischen Scheitel und Kämpfer verlegt. Unter Betonsickerhauben (Abb. 9), die mit einem Kiesfilter umschüttet werden, sammelt sich das Wasser und wird durch je vier konische Entwässerungsrohre abgeleitet.

Die konische Form der gußeisernen Rohre (D. G. M.) (Abb. 10) bezweckt, Verstopfungen, insbesondere den Eisansatz im Winter, zu erschweren und dadurch Wasseranstauungen in der Bettung zu vermeiden. Diese Entwässerungsrohre haben sich im strengen Winter 1927/28 sehr gut bewährt. Von Hunderten konischen Rohren ist kein einziges vollständig zugefroren.

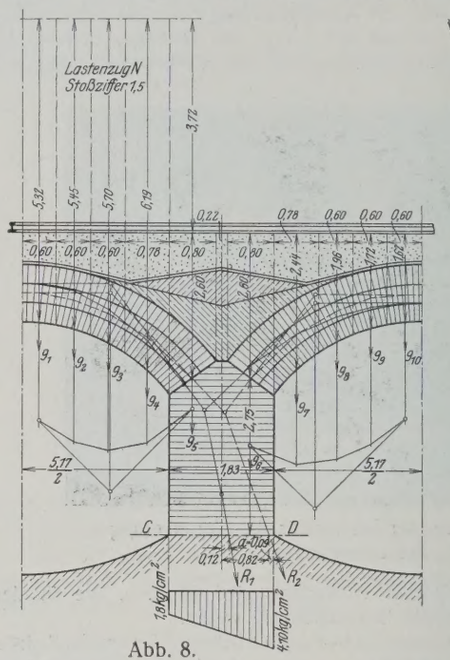
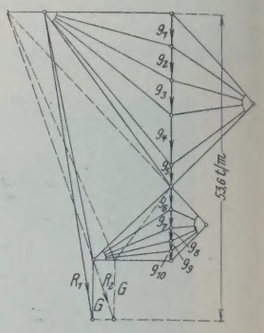


Abb. 8.



Zu Abb. 8.

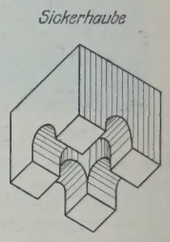


Abb. 9.

Auf der Glattstrichunterlage werden zwei Lagen Asphaltjute, Tektolith, der Malchow A.-G. verlegt, wobei die obere auf die untere mit versetzten Stößen aufgeklebt und die Oberfläche mit Bitumenklebstoff gestrichen wird. Die untere Lage liegt also auf dem Mauerwerk frei auf, so daß sie durch dessen etwaige Bewegungen nicht zerstört werden kann.

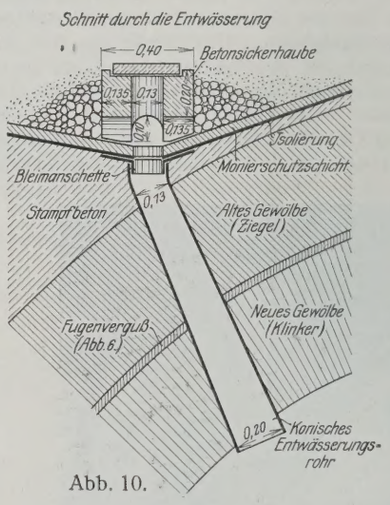


Abb. 10.

Den Übergang zwischen Belag und Entwässerungsrohren bilden Bleimanschetten. Über die Abdichtung kommt eine 5 cm starke Monierschutzschicht mit einer Einlage aus gewelltem Drahtgewebe; diese Betonschicht wird ihrerseits zweimal mit Schutzanstrich Orkit gestrichen.

Die vorbeschriebene Art der Verstärkung und Abdichtung der Pfeilerbahn dürfte auf lange Zeit allen Beanspruchungen genügen.

Vermischtes.

Straßenkreuzungen im Park von Chicago. In Chicago sind nach einem Bericht in Eng. News-Rec. 1928, S. 703, im Zuge der großen Verkehrswege zwischen den Geschäfts- und den Wohnvierteln einige bemerkenswerte Beispiele für Straßenkreuzungen mit besonderen Verkehrsregelungen im vergangenen Jahre angelegt worden, wodurch eine Reihe von Gefahrenquellen für den starken Kraftwagenverkehr beseitigt ist. Eine dieser neuen Anlagen befindet sich im Lincoln Park, wo die Lake-Shore-Straße die Stockton-Straße überquert und mit dieser durch achtförmige Zu- bezw. Umfahrtrampen verbunden ist. Abb. 1 zeigt das mit Hausteinen verkleidete Brückenbauwerk von der Westseite aus gesehen, Abb. 2 stellt den Grundriß der Anlage mit einem Längsschnitt dar. Die Lake-Shore-Straße ist auf der Brücke 24,38 m breit. Die beiden Fahrtrichtungen sind durch einen Bordstreifen mit unterbrochenem Geländer getrennt. Der nordwärts führende Fahrdamm zweigt auf die ostwärts nach dem Michigan-Seeufer gerichtete Beach-Straße ab.

Für den außerordentlich hohen Morgen- und Abendverkehr von etwa je 20 000 Kraftwagen ist eine besondere Regelung getroffen worden, und zwar ist die über die Überführung laufende Gabel der Straße ausschließlich für südwärts fahrende Wagen am Morgen und für nordwärts fahrende am Abend bestimmt. Im allgemeinen ist nur Rechtsfahren in der Straßen-

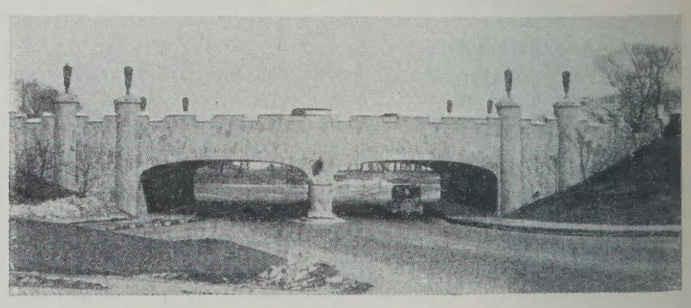


Abb. 1.

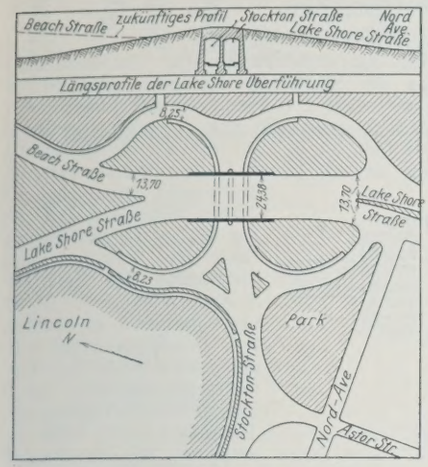


Abb. 2.

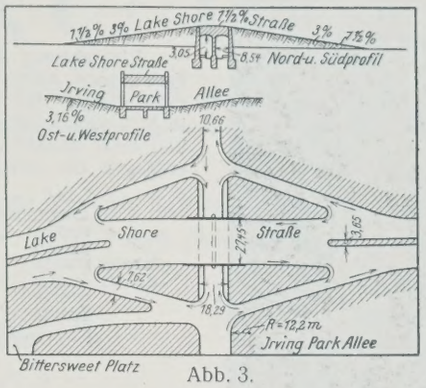


Abb. 3.

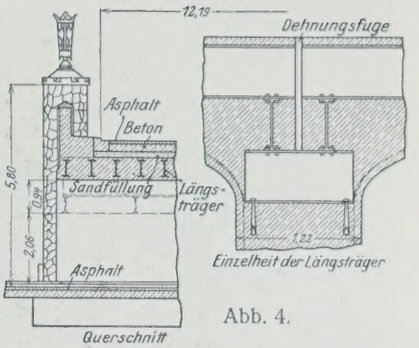


Abb. 4.

kreuzung gestattet bis auf nordwärts laufende und westwärts abbiegende Fahrzeuge.

Ein zweites ebenfalls im Zuge der Lake-Shore-Straße gelegenes Beispiel dieser neuen Wegekreuzungen ist an der Unterführung der Irving-Park-Straße ausgeführt. Dieses hat im Gegensatze zum ersten Beispiel einen rautenförmigen Grundriß mit geradelaufenden Umleitungsgabeln.

Die Fahrrichtungen für den Übergang zwischen den einzelnen Zweigen und Kreuzungslinien ist in Abb. 3 aus den eingetragenen Pfeilern erkennbar. Die Längsschnitte in dieser Abbildung zeigen auch die für die Rampen gewählten Steigungen. Bei der Überführung an der Stockton-Straße beginnt die Steigung in den Rampen dagegen mit 1 %, um dann auf 1,63 % überzugehen. Die 8,23 m breiten Übergangskurven steigen dann bei jenem Beispiel bis zu 2 % bei einem Krümmungshalbmesser von 24,4 bis zu 36,6 m.

Alle Überführungsbrücken sind gleichartig ausgebildet. Die Tragkonstruktion und Fahrbahndecke ist aus dem Schnitt in Abb. 4 ersichtlich.

Zs.

Eine große Versammlungshalle in Houston. Die für die Tagung der Nationalversammlung im Juni d. J. in Houston, Tex., erbaute Halle ist nach einem Bericht in Eng. News-Rec. ein reiner Holzbau. Die Dachkonstruktion besteht aus einem Netzwerk aus Holzlamellen, das uns unter der Bezeichnung „Zollbauweise“ [1]) bekannt ist. Diese Lamellenbauweise wurde vor etwa drei Jahren in den Vereinigten Staaten aus Europa eingeführt. Die Aufstellung des Bauwerks begann am 12. März. Der ganze Bau war einschl. der Verschalung bereits am 7. April bis auf die Dacheindeckung fertig hergestellt. Die Halle überdeckt 7430 m² Grundfläche und enthält für 20 000 Personen Sitzplätze. Die Anordnung des Tragwerks ist aus Abb. 1 zu entnehmen. Abb. 2 zeigt das Bindersystem, den Grundriß der Halle und einige Konstruktionseinzelheiten.

Die Mittelhalle hat eine Spannweite von 36,58 m. Der Scheitel des Zweigelenkbogenbinders (mit Zugband) liegt 17,47 m über dem Fußboden. Zu beiden Seiten sind Nebenhallen mit Spannweiten von 23,05 m und Scheitelhöhen von 12,75 m in etwa gleicher Bauform vorgesehen. Die Mittelhalle ist 99 m lang, während die Seitenhallen nur eine Länge von 80,78 m haben. An den Enden der Hallen schließen entsprechend der geforderten Raumgestaltung flache Dächer an. Mit Rücksicht auf die Bestimmung der Halle als Versammlungsraum ist im Inneren besonderer Wert auf eine freie Sicht gelegt.

Die Lamellen — also die Stäbe des Netzwerks — sind bei der Mittelhalle aus Bohlen 7,6 × 35,6 cm geschnitten, die an der Oberseite rund gesägt und an ihren Enden entsprechend dem Rautenwinkel abgeschrägt wurden. Für die Nebenhallen kamen entsprechend geformte Lamellen aus 5,1 × 25,4 cm starken Bohlen in Anwendung. Aus diesen zur Verfügung stehenden Bohlenstärken ergaben sich die gewählten Spannweiten. Die einzelnen Lamellen wurden in der bekannten Weise an ihren Enden an dem Mittelteil der sie kreuzenden Lamellen durch Bolzen mit federnden Unterlagscheiben zusammengeschlossen (Abb. 2).

Für den Entwurf galt als Hauptforderung die Billigkeit des geplanten Bauwerks. Hier zeigte sich das Lamellendach in der gewählten Aufteilung als besonders vorteilhaft. Vom ingenieurtechnischen Standpunkte wäre es freilich noch sparsamer gewesen, drei Hallen von gleicher Spannweite zu wählen. Dieses hätte jedoch der geforderten architektonischen Gestaltung nicht genügt.

Der Mittelbogen ruht auf schweren Holzfachwerkträgern, die durch zwei Reihen im Inneren der Halle liegender Säulen gestützt sind. Die Säulenentfernung beträgt 12,35 m. Der Obergurt der Längsträger bildet gleichzeitig das Widerlager für das Netzwerk der Haupthalle, während sich die Seitenhallen auf die Untergurte der Längsträger abstützen. Die Zugbänder der Bogen greifen in den Ober- bezw. Untergurten in einem gegenseitigen Abstande von 3,95 m an.

Das Dach ist für Eigenlast und eine unsymmetrische Belastung von 78 kg/m² berechnet, außerdem auch für eine gleichmäßig verteilte Belastung von 147 kg/m². Da Schneelast nicht mehr zu berücksichtigen war, kam zu den genannten Lasten nur noch die vorgeschriebene Beanspruchung infolge Winddrucks in Frage.

In der Längsrichtung der Halle wird der Winddruck von vier Reihen

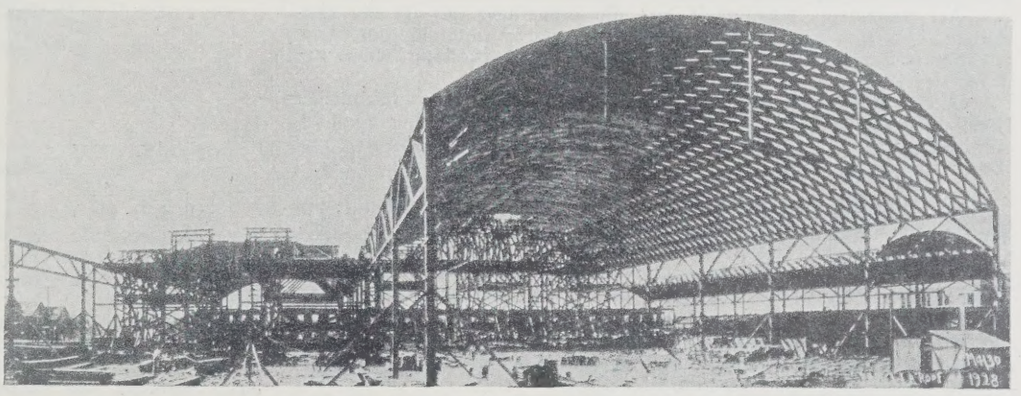


Abb. 1.

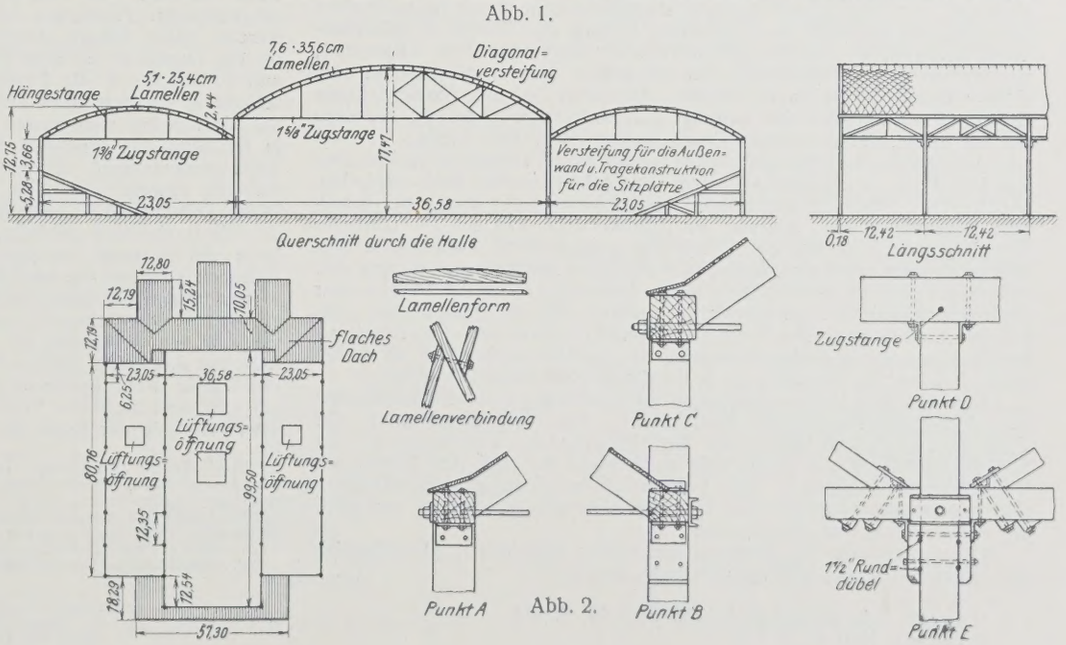


Abb. 2.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1928, Heft 25, S. 336.

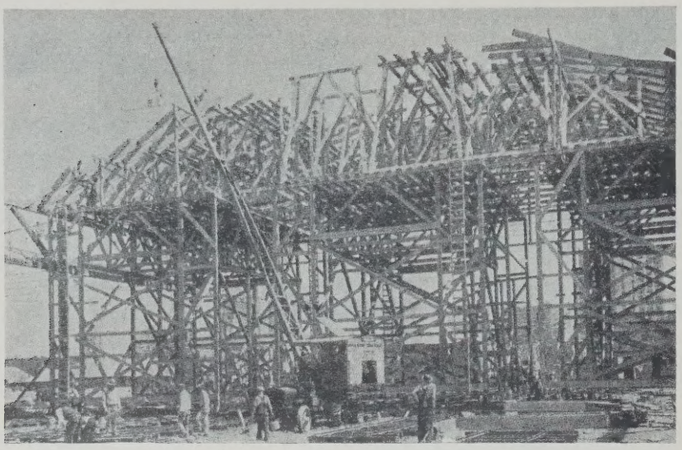


Abb. 3.

von Säulen aufgenommen, die oben in den Längsträgern des Daches eingespannt sind. Der auf die Seitenflächen entfallende Winddruck wird von den äußeren Säulenreihen aufgenommen, die etwa in $^2/_3$ ihrer Höhe mit dem Gerüst für die seitlichen, erhöhten Sitzplätze steif verbunden sind. Das Dach stellt einen Zweigelenkbogen mit Zugband dar. Die Spannungen wurden nach erprobten, für diese Art von Dächern gültigen Formeln ermittelt.

Für die Aufstellung sämtlicher Bogen wurden bewegliche Böcke verwendet, die auf einen hohen, auf Schienen verschiebbaren Gerüsttisch aufgestellt wurden (Abb. 3). Diese fahrbaren Gerüste hatten eine Länge von 15,2 m und eine Breite von 9,1 m. Ihre Höhe betrug 12,75 m für die Mittelhalle und 10,35 m für die seitlichen Bogendächer.

Bei Herstellung der Seitenhallen wurden die Gerüste täglich zweimal gerückt, so daß also am Tage 100 lfd. m fertiggestellt waren. An diese Arbeit schloß sich die Errichtung des Mitteldaches, wobei täglich nur eine Gerüstlänge fertiggestellt werden konnte.

Die für die Mittelhalle in Frage kommenden 2000 Lamellen haben eine Länge von 3,65 m. Für jede Seitenhalle sind je 1864 Stück Lamellen von 2,75 m verbraucht. Die Lamellen wurden durch einen Hebebaum hochgezogen, der bis zum Scheitel der Hallen hinaufreichte.

Von besonderer Wichtigkeit war die Einhaltung der für die Herstellung gesetzten Frist. Die Vorbereitung und Ausführung der Holzarbeiten geschah in 18 Tagen, wovon auf die Aufstellung allein nur 9 Tage entfielen.

Obwohl die Anwendung eines fahrbaren Gerüstes von beträchtlicher Höhe nicht die sparsamste Bauausführung für Lamellendächer darstellt, wurde diese Herstellungsweise doch aus Gründen der Schnelligkeit und Sicherheit gewählt. Zs.

XV. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China).[1]) Der vorliegende Bericht der bekanntlich als „technische Fakultät“ der Staatl. Tung-chi Universität von der chinesischen Regierung unterhaltenen Hochschule umfaßt die Zeit vom 1. Januar bis 31. Dezember 1927. Der Anfang des Berichtsjahres verlief sehr unruhig, da der frühere Machthaber der Provinzen Chekiang und Kiangsu schon im Herbste 1926 in kriegerische Verwicklungen mit den nationalistischen Generalen geraten war und der Endkampf um Shanghei mit den Festungswerken in Woosung sich im Frühjahr 1927 bis vor die Tore der Anstalt abspielte. Der Schulbetrieb mußte wochenlang ruhen. Durch die politischen Ereignisse wurde auch die chinesische Leitung der Anstalt in Mitleidenschaft gezogen, bis von der nationalistischen Regierung Tsai Yüan-Pei, ein hervorragender Schulmann mit deutscher Universitätsbildung, zum Unterrichtsminister ernannt wurde, der dann seinem Studienfreunde Chang Dschung-Su die Leitung der Universität übertrug, wodurch endlich wieder ein geordneter Geschäftsgang hergestellt wurde.

Am 30. Oktober 1927 verstarb der verdienstvolle Dekan der Technischen Fakultät Prof. Dr. Berrens[2]); sein Nachfolger wurde Prof. Dipl.-Ing. Slotnarin. Trotz der ungünstigen Verhältnisse, unter denen das Schuljahr begonnen hatte, wurden im Herbst 1927 174 Schüler (darunter 30 Schülerinnen) in die der Universität angegliederte Mittelschule (mit sechsjährigem Kursus) aufgenommen. Nach der Reifeprüfung können sich die Absolventen dieser Mittelschule zur Aufnahme in die Technische oder Medizinische Fakultät der Universität melden, die ein Studium von zehn Semestern verlangen. Die Technische Fakultät besteht aus einer Abteilung für Bauingenieure und einer Abteilung für Maschineningenieure; an diesen bestanden am 22. September je 9 Kandidaten die Abschlußprüfung.

Den von den Landesregierungen gutgeheißenen früheren Beschlüssen der deutschen Technischen Hochschulen, daß den Absolventen der Tung-chi Technischen Hochschule die Ablegung der Vorprüfung an der betreffenden deutschen Hochschule zu erlassen ist, hat sich inzwischen Darmstadt angeschlossen. Die Vorbehalte von Stuttgart und München sind gegenstandslos geworden. Es steht hiernach gegenwärtig nur noch die Entscheidung von Dresden aus.

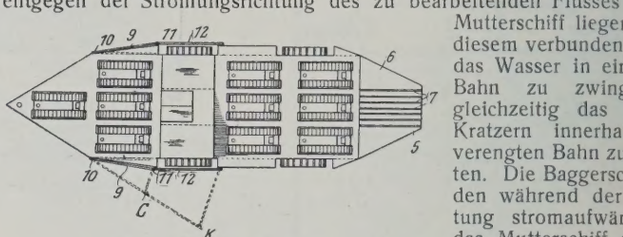
Die Gesamtzahl der Studierenden beider Fakultäten, einschließlich der Mittelschule und Werkmeisterschule, betrug 552. Ls.

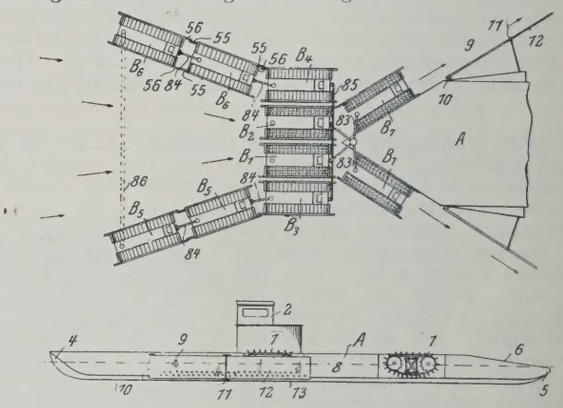
[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, Heft 29, S. 424.
[2]) Ebenda, Heft 49, S. 726.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Einrichtung zum Austiefen oder Schiffbarmachen von fließenden Gewässern durch Einengung der Strömung zwischen Spülschiffen oder dergl. (Kl. 84a, Nr. 440 690 vom 2. 8. 1924, von Carl Julius Baer in St. Louis, V. St. A.) Die Einrichtung besteht aus einem Mutterschiff A und einer Anzahl von Baggerschiffen B_1, B_2 ..., die bei der Benutzung entgegen der Strömungsrichtung des zu bearbeitenden Flusses vor dem Mutterschiff liegen und mit diesem verbunden sind, um das Wasser in eine engere Bahn zu zwingen und gleichzeitig das Bett mit Kratzern innerhalb dieser verengten Bahn zu bearbeiten. Die Baggerschiffe werden während der Bearbeitung stromaufwärts durch das Mutterschiff getrieben, wobei sie ihre Lage möglichst beibehalten. Das Mutterschiff selbst ist mit breiten, von Hindernissen freien Docks versehen, um die Baggerschiffe aufzunehmen und nach der Verwendungsstelle zu fördern. Das Mutterschiff A hat sehr geringen Tiefgang und ist mit Antriebsvorrichtungen 1 versehen, die durch Motoren angetrieben werden; zwecks Regelung des Tiefgangs ist es mit Wasserräumen, Ventilen und Pumpen ausgerüstet; es hat einen Vordersteven 4 und ein Heck 5 mit geneigter Oberfläche 6, die mit Gleisen oder Trägern 7 versehen ist. Die Baggerschiffe B_1, B_2 .... sind wesentlich kleiner als das Mutterschiff; sie sind an allen Seiten mit Platten ausgerüstet. Zur Änderung des Tiefganges dienen Abteile, in denen sich durch Ventile gesteuerte Kanäle befinden. An den Seiten der Baggerschiffe sind Zugorgane befestigt, die Ansätze tragen, um die Geschwindigkeit des Fahrzeugs zu verringern.





Soll z. B. ein Kanal eingeschnitten werden, so werden die notwendigen Baggerschiffe an Deck des Mutterschiffes A gebracht; die ersten Einheiten B werden unter der Brücke 3 des Mutterschiffes hindurch befördert, bis eine genügende Anzahl auf dem Vorderteil von A sich befindet; sodann werden die restlichen Baggerschiffe so verteilt, daß das Mutterschiff richtig belastet ist. Letzteres fährt nun zur Arbeitstelle, worauf die Einheiten B unter eigener Kraft auf den Gleisen 7 abwärts ins Wasser bewegt werden; sie schließen alsdann den herzustellenden Kanal ein. Nachdem das Mutterschiff und die Einheiten oberhalb des zu bearbeitenden Flußbettes in richtige Lage zueinander gebracht sind, werden durch Öffnen der Ventile 4 die Einheiten teilweise versenkt, bis die Zugmittel auf dem Flußbett ruhen. Die Seitenplatten 57, 58, 59 und 60 werden in die Tiefstlage gesenkt, wobei die Platten 55 und 56 selbsttätig vorwärts bezw. rückwärts verschoben werden. Alsdann wird das Mutterschiff zum Sinken gebracht, und die Platten 9 und 12 werden in Richtung der geneigten Seitenwandungen des Vorderteils nach auswärts geschwungen. Einheiten B und Mutterschiff werden alsdann stromaufwärts bewegt, wobei sie sich unter eigener Kraft entlang des Flußbettes verschieben. Durch die sich überlagernden Platten 55 und 56 wird ein Wasserabschluß gebildet, um das Wasser einwärts gegen die mittleren mit Kratzern versehenen Einheiten B_1 und B_2 abzulenken. Inzwischen kommen die vom Zugmittel 39 der Einheiten getragenen Kratzer in Berührung mit dem Flußbett und lösen dieses. Das mit großer Geschwindigkeit zwischen B_1 und B_2 hindurchfließende Wasser reißt Schlamm usw. mit und schleudert die gelösten Teile gegen die Seiten des Vorderteils von A, die das gelöste Erdreich unterhalb der Einheiten B_7 ablenken. Das Wasser strömt unterhalb dieser Einheiten nach dem Mutterschiff-Vorderteil und wird nach den Platten 9 und 12 geleitet, die es nebst Schlamm usw. außerhalb der Bahn des bereits eingeschnittenen Kanals ablenken.

INHALT: Die Auswechslung von eisernen Eisenbahnbrücken. — Kabelkran für die Rüstträgermontage leichter Straßenbrücken in Ostindien. — Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad. — Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten, steinernen Pfeilern und Widerlagern und steinernen Brücken. — Aufstellung der Hindenburgbrücke über den Neckar bei Wimpfen. — Die Verstärkung und Abdichtung kontinuierlicher Brückengewölbe in Hamburg. — Vermischtes: Straßenkreuzungen im Park von Chicago. — Große Versammlungshalle in Houston. — XV. Jahresbericht der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung (China). — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 28. September 1928 | Heft 42

Alle Rechte vorbehalten.

Neuere Wasserkraftanlagen in Italien.

Von Dr.-Ing. **O. Walch**, Berlin.

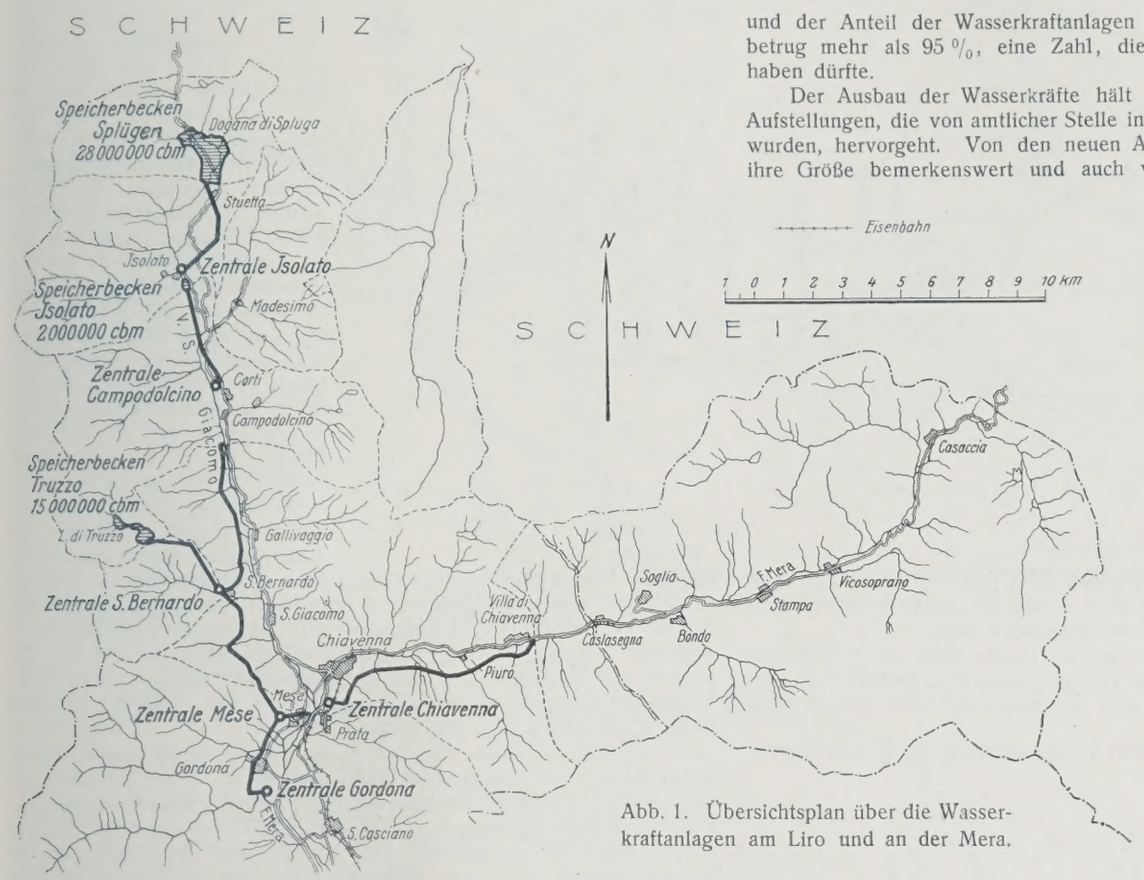


Abb. 1. Übersichtsplan über die Wasserkraftanlagen am Liro und an der Mera.

Der Ausbau der Wasserkräfte in Italien ist seit dem Kriege mit außerordentlicher Beschleunigung durchgeführt worden, so daß Italien heute mit an erster Stelle unter den Ländern steht, die die Elektrizitätserzeugung aus Wasserkraftstrom in Angriff genommen haben. Bereits 1925 waren in Italien mehr als 700 Anlagen in Betrieb, davon 588 Anlagen mit mehr als 300 PS. Die installierten Leistungen betrugen mehr als 2,1 Mill. kW, und der Anteil der Wasserkraftanlagen an der ganzen Stromerzeugung betrug mehr als 95 %, eine Zahl, die sich heute noch etwas erhöht haben dürfte.

Der Ausbau der Wasserkräfte hält unvermindert an, wie aus den Aufstellungen, die von amtlicher Stelle in den letzten Jahren veröffentlicht wurden, hervorgeht. Von den neuen Anlagen sind verschiedene durch ihre Größe bemerkenswert und auch vom baulichen Standpunkte aus beachtlich. Dabei geschieht der Ausbau der Wasserkräfte in Italien planmäßig nach großzügigen Gesichtspunkten. Vielfach werden nicht einzelne Anlagen errichtet, die ein besonders günstiges Gefälle ausnutzen, vielmehr werden die Wasserkräfte eines ganzen Gebietes nach einem weitausschauenden Plan ausgenutzt. Es seien hier nur die Anlagen Cenischia, Cadarese, Val d'Ossola, Roja, Camonica, Sechia und Reno genannt; ferner die noch nicht vollkommen fertiggestellten Anlagen am Liro und an der Mera, sowie im Sila-Gebiet.

In Norditalien bietet sich die günstigste Gelegenheit für die Errichtung der Wasserkraftanlagen, so daß von den bereits ausgebauten Anlagen etwa 73 % auf Norditalien entfallen, von denen die meisten im Gebiete der Alpen liegen. Dann folgt Mittelitalien mit etwa 17 % und endlich Süditalien mit 10 %. Dabei ist zu berücksichtigen, daß die besser entwickelte Industrie Norditaliens den größeren Strombedarf hat und somit auch die Wasserkräfte Norditaliens bereits stärker ausgenutzt wurden, als im Süden. Es ist aber damit zu rechnen, daß auch im Süden Italiens im Laufe der Zeit weitere große Anlagen gebaut werden und sich der Anteil Mittel- und Süditaliens am Gesamtausbau erhöhen wird. Auch auf den Inseln Sizilien[1]) und Sardinien wird der Ausbau der Wasserkräfte betrieben, jedoch geht er hier zum Teil noch etwas langsam voran, da hier erst die für die Verwendung des Stromes in Frage kommende Industrie neu geschaffen werden muß. Immerhin finden sich aber gerade in Sardinien große Anlagen wie Tirso[2]) und Coghinas[3]), in deren Nähe große chemische Industrien neu geschaffen wurden.

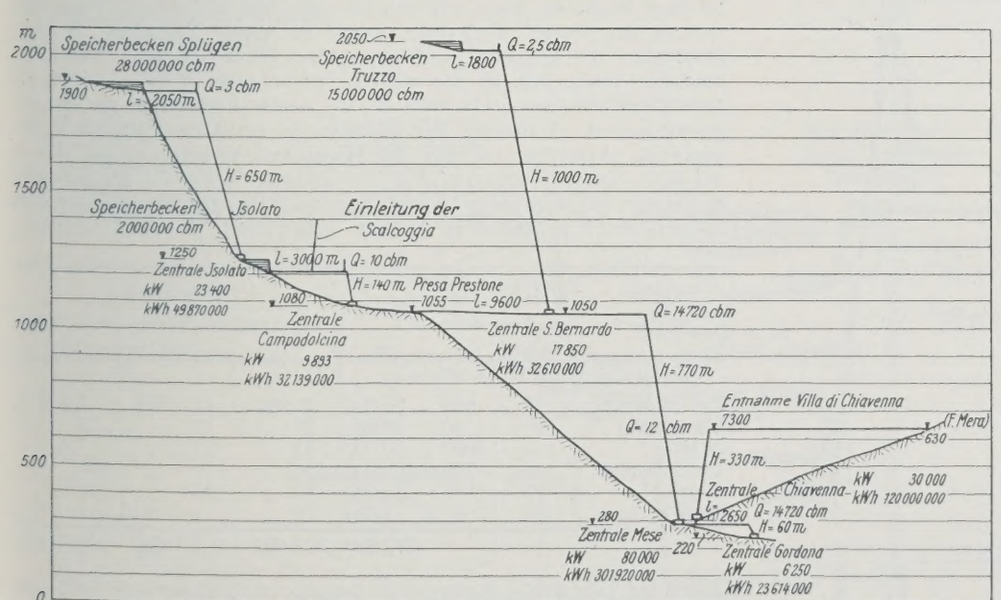


Abb. 2. Schematischer Längsschnitt durch die Anlagen am Liro und an der Mera.

Von den in den letzten Jahren neu gebauten Anlagen seien im folgenden einige kurz beschrieben, die durch ihre Größe besondere Beachtung verdienen. In Norditalien sind im Gebiete des Liro und der Mera, zweier Nebenflüsse der Adda, große Anlagen geplant, von denen die größte bereits in Betrieb genommen ist, nämlich die Anlage Liro Inferiore mit 100 000 kW[4]). Diese Gruppe wird bei vollständigem Ausbau sechs Anlagen umfassen, und zwar die Anlagen: Isolato (Liro Superiore), Campo-

[1]) „Die Bautechnik" 1926, Heft 30 u. 32.
[2]) „Deutsche Wasserwirtschaft" 1924, S. 80.
[3]) Desgl. 1926, S. 207.
[4]) L'Energia Elettrica 1925, S. 829.

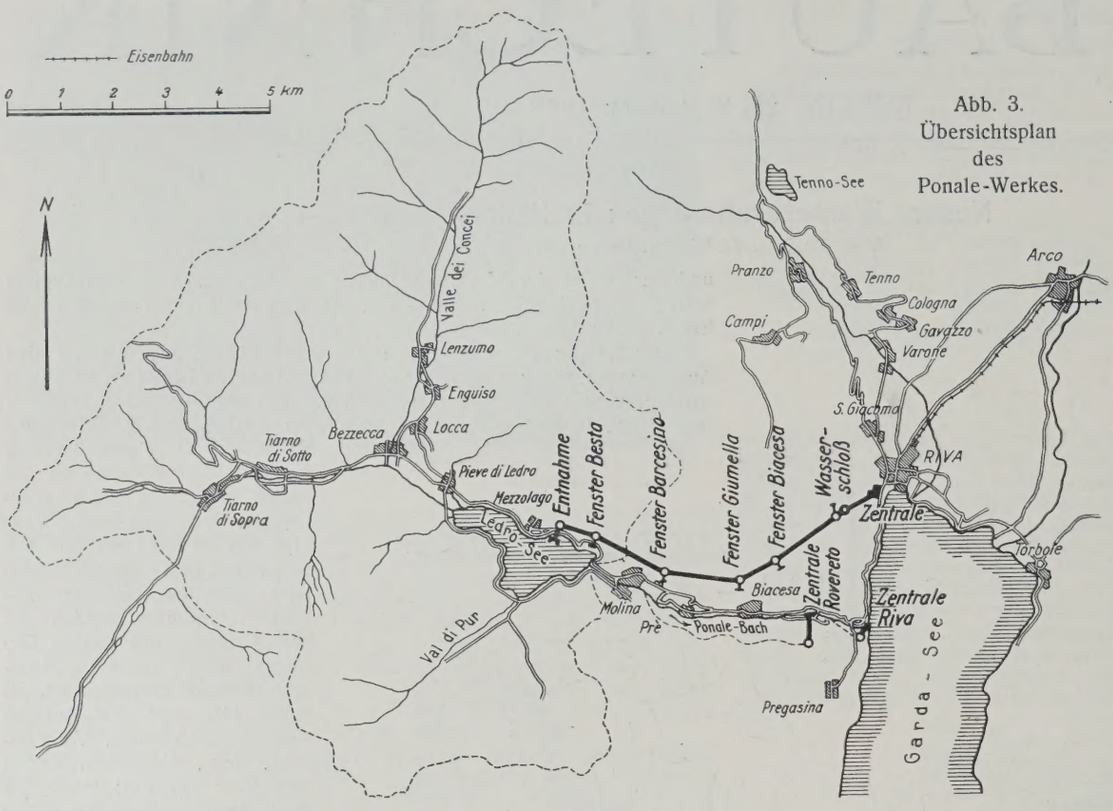


Abb. 3. Übersichtsplan des Ponale-Werkes.

dolcino (Liro medio), S. Bernato (Drogo), Mese (Liro Inferiore), Chiavenna (Mera), Gordona (Mera und Liro) (Abb. 1 und 2)[5]), deren einzelne Daten in der untenstehenden Tabelle zusammengestellt sind:

Die oberste Anlage mit der Zentrale Isolato nutzt ein Gefälle von 650 m aus, wobei unterhalb des Splügenpasses eine größere Talsperre vorgesehen ist. Von dieser Zentrale aus wird das Wasser mittels eines Stollens der nächsten Anlage Campodolcino zugeleitet mit 140 m Gefälle; daran anschließend folgt die Anlage Mese mit 750 m Gefälle. In dem rd. 11 km langen Zuleitungskanal von der Wasserfassung bei Prestone bis zu den Druckschächten wird noch der Abfluß des Lago Truzzo zugeführt, der in der Zentrale von S. Bernato ausgenutzt wird mit rd. 1000 m Gefälle. In der Nähe von Chiavenna wird eine Zentrale errichtet, die das Wasser der Mera mit 330 m Gefälle ausnutzt. Der Abfluß der Zentralen Mese und Chiavenna wird dann nochmals mit 31 m Gefälle in der Zentrale Gordona verarbeitet. Die große Anlage Liro Inferiore ist in den letzten Monaten fertiggestellt und in Betrieb genommen worden; sie umfaßt die Wasserführung bei Campodolcino mit einem Wehr und einem großen Einlaufbauwerk, ferner einen etwa 10 km langen Freigefällstollen und daran anschließend zwei schrägliegende Druckschächte von je rd. 1200 m Länge. In der Zentrale fanden Aufstellung Pelton-Turbinen von 35 000 PS bei 420 bis 500 Umdrehungen. Der wichtigste Teil dieser Anlage waren die schrägliegenden Druckschächte; diese wurden nach einem besonderen Verfahren ausgekleidet unter Zuhilfenahme von gewellten, 4 mm starken Blechrohren, die zu Aufnahme des Innendruckes mit hochwertigem Stahldraht in mehreren Lagen umwickelt waren. Der Zwischenraum zwischen den Rohren und dem Gebirge wurde sorgfältig ausbetoniert und ausgepreßt. Weitere Einzelheiten dieser Anlage gehen aus der Zeitschrift L'Energia Elettrica 1925, Heft 9, S. 829, hervor.

[5]) Diese Abbildungen sind einer Veröffentlichung der Società Edison, Mailand entnommen.

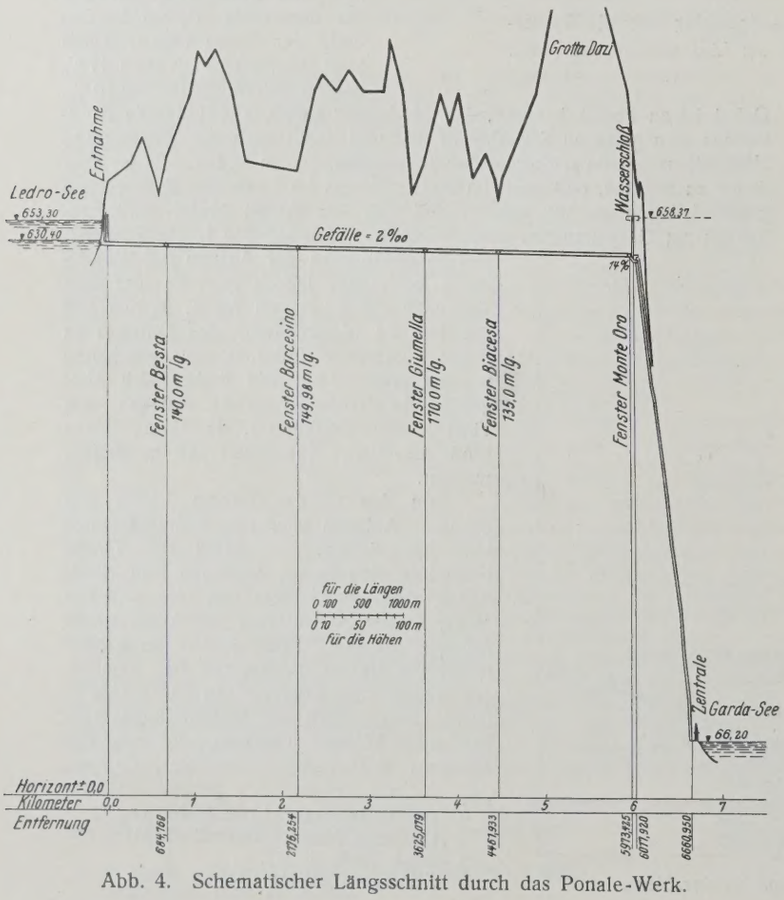


Abb. 4. Schematischer Längsschnitt durch das Ponale-Werk.

Eine andere Anlage, die vor kurzem fertiggestellt wurde, ist das Ponale-Werk[6]) im Gebiete des alten Österreich. Vom Ledro-See, der etwa 580 m höher liegt als der Garda-See, wird das Wasser mittels eines Stollens von etwa 6 km Länge zum Garda-See herübergeführt und dort in einer Zentrale ausgenutzt (Abb. 3 u. 4). Die Anlage ersetzt eine kleinere Anlage, die bereits früher am Garda-See war, durch den Krieg aber zerstört wurde. Die Leistung dieses Werkes wird jährlich rund 100 Mill. kWh betragen, jedoch ist mit einer weiteren Vergrößerung auf 250 Mill. kWh zu rechnen. Der Stollen von etwa 6 km Länge hat einen kreisförmigen Querschnitt von 2,8 m² und führt durch Kalk.

In Mittelitalien wurde in den letzten Jahren der Reno mit seinen Nebenflüssen für die Wasserkraftausnutzung herangezogen[7]) (Abb. 5 u. 6). Im Reno wurde ein Wehr errichtet, von dem aus mittels eines Freigefällstollens das Wasser übergeführt wurde zu einem Nebenfluß, in dem gleichfalls eine Talsperre errichtet wurde. Diese Talsperre Pavana ist besonders interessant, da der mittlere Teil bei einer Höhe von 52 m als Gewölbereihendamm ausgebildet ist, die beiden Enden aber als Schwergewichtmauern. Unterhalb der Talsperre ist ein kleines Kraftwerk angeordnet. Außerdem ist aber die Möglichkeit vorgesehen, das Wasser des Reno und des obenerwähnten Nebenflusses in das Tal der Limentra di Treppio, sowie anderen Nebenflüssen des Reno, überzuleiten und dort in weiteren noch geplanten Anlagen auszunutzen. In der Limentrella,

Anlagen	Wasser-menge m³/Sek.	Ge-fälle m	Leistung PS	Erzeugung insgesamt kWh	im Winter kWh	im Sommer kWh
Liro Superiore	5	650	25 000	50 Mill.	41,5 Mill.	8,5 Mill.
Liro medio .	10	140	10 000	32 „	12 „	20 „
Drogo . . .	4	1000	30 000	33 „	33 „	—
Liro Inferiore	15	750	100 000	300 „	110 „	190 „
Mera . . .	20	330	45 000	140 „	100 „	40 „
Mera u. Liro	30	31,5	7 500	18 „	7 „	11 „
			217 500	573 Mill.	303,5 Mill.	269,5 Mill.

[6]) Ing. Dott-Model, Bollettino di Bologna „Il Comune" 9. 9. 1925 und Oktober 1926, ferner Energia Elettrica 1926, S. 203.

[7]) L' Energia Elettrica 1925, S. 317.

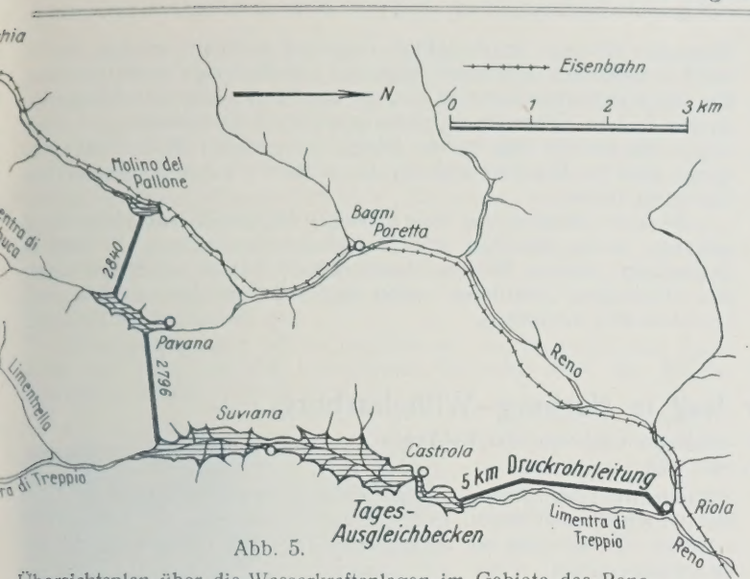


Abb. 5.
Übersichtsplan über die Wasserkraftanlagen im Gebiete des Reno.

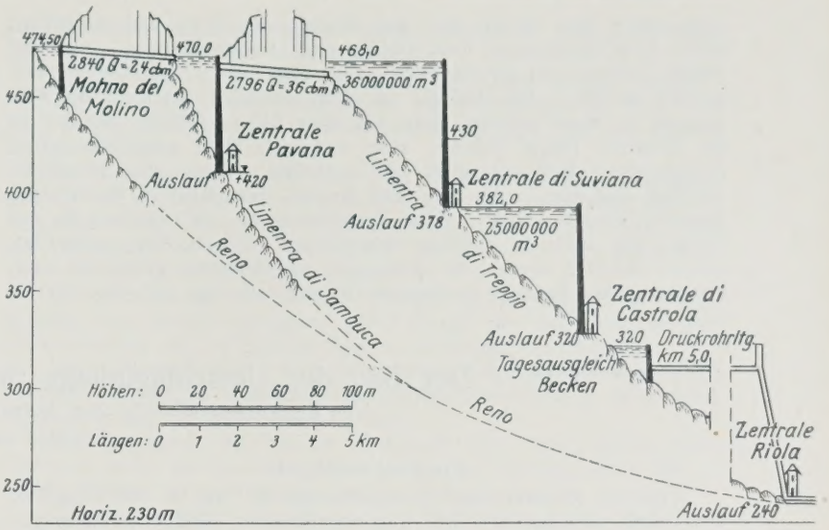


Abb. 6. Schematischer Längsschnitt durch die Anlagen am Reno.

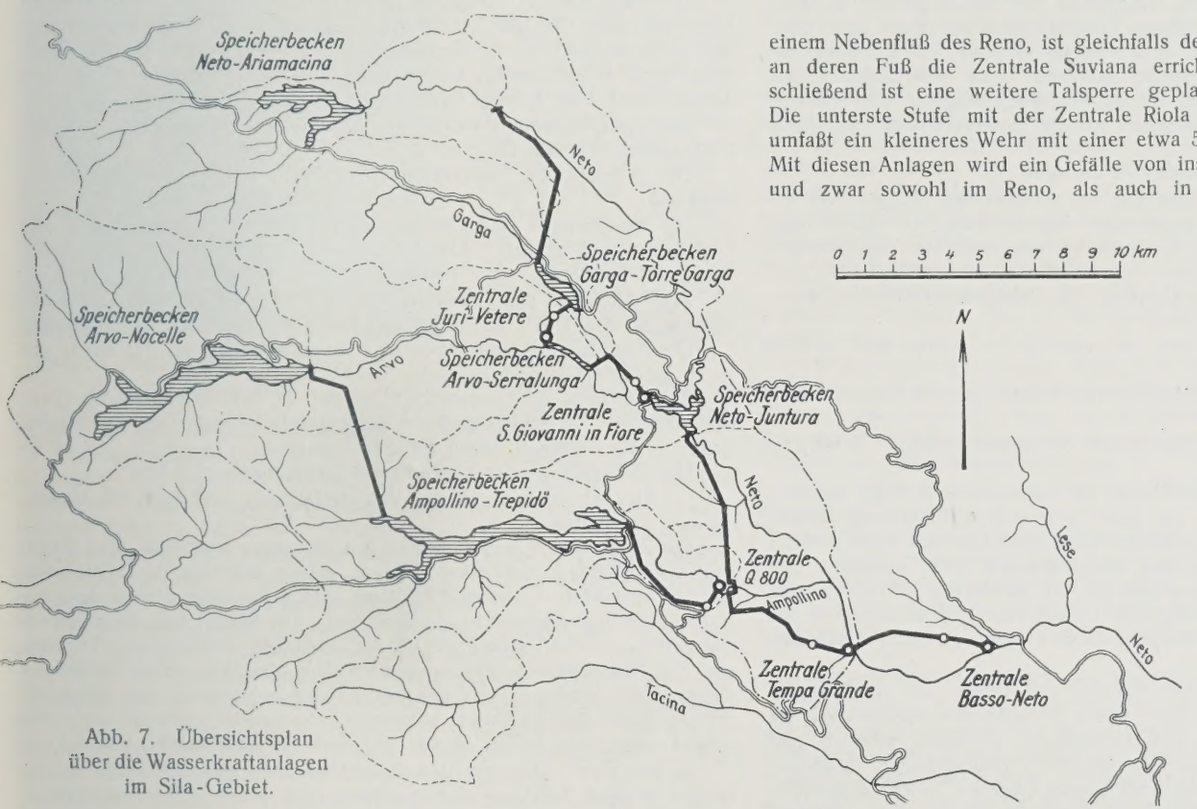


Abb. 7. Übersichtsplan über die Wasserkraftanlagen im Sila-Gebiet.

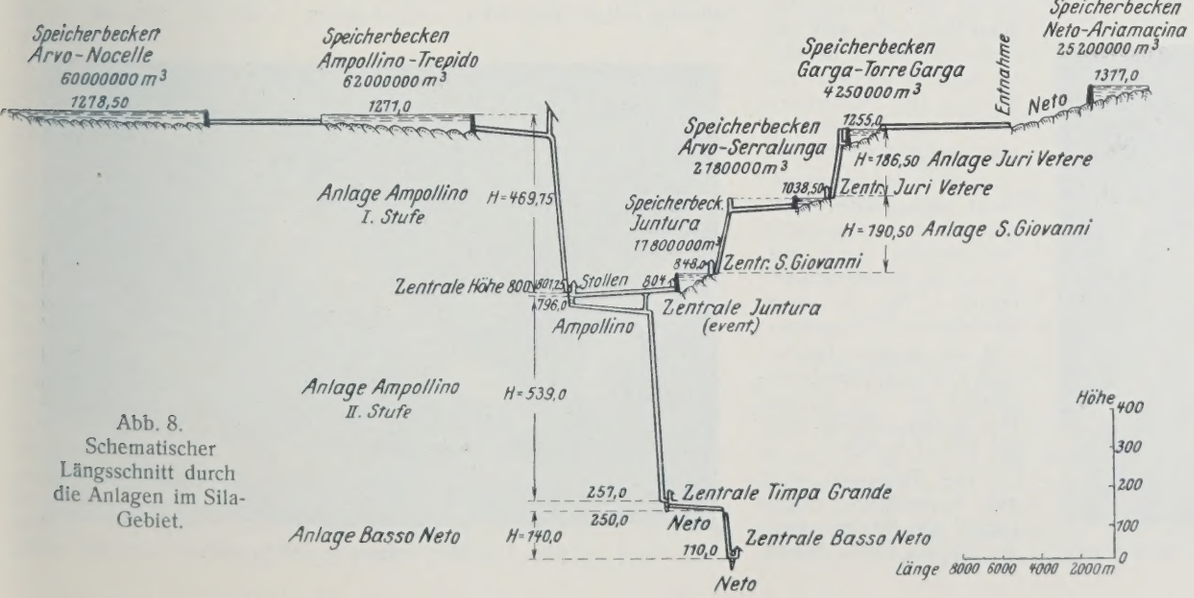


Abb. 8.
Schematischer Längsschnitt durch die Anlagen im Sila-Gebiet.

einem Nebenfluß des Reno, ist gleichfalls der Bau einer Talsperre geplant, an deren Fuß die Zentrale Suviana errichtet werden soll; daran anschließend ist eine weitere Talsperre geplant mit der Zentrale Castrola. Die unterste Stufe mit der Zentrale Riola schließt unmittelbar an und umfaßt ein kleineres Wehr mit einer etwa 5 km langen Druckrohrleitung. Mit diesen Anlagen wird ein Gefälle von insgesamt rd. 230 m ausgenutzt, und zwar sowohl im Reno, als auch in seinen Nebenflüssen. Diese planmäßige Ausnutzung eines ganzen Flußgebietes trägt mit dazu bei, daß aus den vorhandenen Wasserkräften derartig hohe Strommengen erzeugt werden können. Die eben beschriebenen Anlagen dienen in der Hauptsache zur Stromerzeugung für die Eisenbahnen, und zwar in der Gegend von Florenz und Bologna, wo eine Elektrisierung besonders wünschenswert erscheint mit Rücksicht auf die dort starken Steigungen und zahlreichen Tunnel. Bemerkenswert ist, daß diese Anlagen vom Staat selbst gebaut wurden, während die meisten Wasserkraftanlagen sich sonst in privaten Händen befinden.

In Süditalien sind zwei Anlagen von besonderem Interesse. Die eine Anlage ist bereits fertiggestellt, nämlich die in der „Bautechnik" 1926, Heft 32, bereits erörterte Anlage Alto Belice bei Palermo. Die andere Anlage — Sila in Unteritalien — ist noch im Bau. In Süditalien erhebt sich das waldreiche Gebirge Sila, dessen Flüsse jetzt ebenfalls zur Stromerzeugung herangezogen werden sollen, und zwar der Fluß Neto mit seinen Zuflüssen[8]) (Abb. 7 u. 8). Zwei große Talsperren mit entsprechenden Speicherbecken wurden in einer Höhe von etwa 1270 m

[8]) L'Energia Elettrica 1927, S. 805.

angeordnet, von denen aus das Wasser des Arvo und Ampollino unter Zwischenschaltung von Stollen und Druckrohrleitungen in einer ersten Zentrale auf 800 m Höhe, also etwa mit 470 m Gefälle ausgenutzt werden. Anschließend an diese Zentralen geschieht die Ausnutzung in einer zweiten Stufe mit etwa 540 m Gefälle, nämlich in der Zentrale Timpa Grande; zum Ausgleich dient noch eine dritte Anlage Basso Neto mit etwa 140 m Gefälle. Diese eben genannten Anlagen sind bereits im Bau und werden demnächst in Betrieb genommen werden können. Eine Erweiterung ist noch geplant in der Weise, daß noch in anderen Nebenflüssen und im Neto selbst Talsperren errichtet werden, die großenteils mit Zentralen verbunden sind. Das in diesen Anlagen ausgenutzte Wasser soll dann auf etwa 800 m Höhe den Anlagen am Ampollino zugeleitet und dort in den beiden unteren Stufen mit ausgenutzt werden. Für Süditalien bedeutet dieser Bau der Wasserkraftanlagen im Gebiete der Sila einen großen Fortschritt, da gerade hier bisher die Stromerzeugung durch Dampfkraftwerke überwogen hat und im allgemeinen infolge der geringen Niederschläge nur wenig größere Wasserkraftanlagen an anderen Stellen Süditaliens zur Verfügung stehen.

Die kurze Beschreibung dieser wenigen Anlagen Italiens dürfte schon erkennen lassen, daß dort große Anlagen vorhanden sind, die auch in Deutschland größeres Interesse beanspruchen, und die zum Teil durch die schwierigen Verhältnisse, unter denen sie errichtet worden sind, bemerkenswert erscheinen.

Alle Rechte vorbehalten.

Der Bau der Umschlaganlage für Kali in Harburg-Wilhelmsburg.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Petzel** und Regierungsbaumeister **Behrends.**

(Schluß aus Heft 37.)

Eisenbahnanlagen.

Zwischen Kaimauer und Schuppenanlage ist Platz für vier Kaigleise, von denen zunächst drei mit den erforderlichen Weichenverbindungen ausgebaut sind. Landseitig zwischen Schuppen und Straße ist weiterer Platz für vier Gleise vorhanden. Ausgebaut sind das landseitige Rampengleis und ein Durchlaufgleis. Dieses Durchlaufgleis hat durch einen Auflaufbogen Verbindung mit den wasserseitigen Gleisen. Die Rampengleise sind durch Vordächer gegen Regen geschützt. Als Nebenanlagen sind zu erwähnen zwei Gleiswaagen für je 40 t Wiegefähigkeit, die erforderlichen Spills und zwei Lokomotoren für die Unterverteilung der Bahnwagen.

Maschinelle Anlagen.

Maßgebend für die Ausgestaltung der maschinellen Anlagen war die Forderung, das Gut unter möglichster Beschränkung an Bedienungsmannschaften zu bewegen. So entstand ein teilweise engmaschiges Förderbandnetz.

Im wesentlichen sind drei Gruppen von Gurtförderbändern zu unterscheiden:

a) Die Einspeicherbänder unter der vorderen Laderampe und im First der Schuppen,
b) die Ausspeicherbänder in den Kratzerkanälen und im wasserseitigen Aufbau,
c) die für beide Gruppen gemeinsam wirkenden schrägen Bänder in den Verladestationen.

Allgemein ist darauf geachtet, daß die verschiedenen Wege wechselseitig benutzt werden können und damit gegenseitige Ersatzwege bilden. Dies wird durch mehrfach nach beiden Richtungen laufende Förderbänder, Kreuzschurren, Hosenschurren mit Wechselklappen usw. erreicht. Die Soll-Dauerleistung jedes Förderweges ist mit mindestens 100 t/Std. festgelegt. Die Gesamtanlage vermag 400 t loses oder gesacktes Gut in der Stunde zu den Seeschiffen zu bringen, da vier Gänge gleichzeitig arbeiten können.

1. Förderbänder. Bei der Planung der Anlage war zunächst die Beförderung des Gutes nach oben durch Becherwerke vorgesehen. Da aber Becherwerke in Betrieb und Unterhaltung ungünstig arbeiten und durch ihre Überfälle eine große Bauhöhe der Verladestationen verlangen, wurde schräg steigenden Bändern der Vorzug gegeben. Diese steigenden Bänder haben eine größte Neigung von 20° 40′ und sind als Muldenbänder mit Schrägrollen ausgeführt. Die Wahl der steigenden Bänder hat sich im Betriebe durchaus bewährt. Das befürchtete Streuen des Salzes ist nicht eingetreten (Abb. 10).

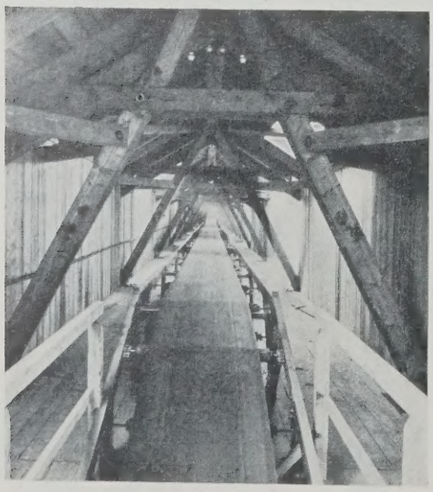


Abb. 10. Einspeicherband im Schuppenfirst.

Die in der Anlage zumeist vorhandenen Bänder mit einer Gurtbreite von 800 mm laufen mit 1,5 m/Sek. Bandgeschwindigkeit. Die in dem Kratzerkanal liegenden 700 mm breiten Bänder haben eine Bandgeschwindigkeit von 1,6 m/Sek. Die Sackförderbänder laufen mit 1,0 m/Sek.

Die Tragrollen sind mit Kugellagern ausgerüstet. Die 800 mm breiten Bänder haben gerade Tragrollen, mit Ausnahme der vorher erwähnten steigenden Bänder. Auch die 700 mm breiten Bänder in den Kratzerkanälen sind mit Schrägrollen versehen. Ebenso sind die ansteigenden Teile von Bändern mit Schrägrollen ausgerüstet.

Der Rollenabstand beträgt bei losem Gut und 800 mm breiten Bändern 1,5 m, bei losem Gut und 700 mm breiten Bändern 1,25 m und bei Bändern, die Säcke fördern, 0,6 m. Unter den Aufgabestellen sind mehrere Tragrollen dicht hintereinander angeordnet. Der Abstand der Rollen für den unteren losen Gurt beträgt im Höchstfalle 3 m.

Die Gurttrommeln erhalten am Antrieb 800 mm Durchm. und am Umkehrende 600 mm Durchm.

Die Antriebe für die Treibriemen sind mit Fest- und Losscheibe versehen.

Die selbsttätigen Gewichtsspannvorrichtungen sind möglichst an die Umkehrtrommel gelegt. Die Länge des Spannweges beträgt überall 1,5 % der Gurtlänge. Alle Bänder sind mit Gurtreinigern versehen.

Zum Abwerfen des Gutes von den Bändern dienen feststellbare Abwurfwagen, die durch den Gurt vor- oder rückwärts verfahren werden.

Die Förderbänder sind sogenannte Gummi-Dukabänder mit durch und durch gewebtem Baumwollkern.

Zum Antriebe der Förderanlagen dienen 71 Asynchronmotoren. Diese sind allgemein als Schleifringläufer ausgebildet, die unter Vollast anlaufen müssen. Alle Motoren haben Kalischutzisolation.

Die Gesamtlänge der Förderbänder beträgt nahezu 6 km.

2. Absackanlage. In den Verladestationen sind auch die Absackanlagen untergebracht.

Die Zuführung zu den einzelnen Absackwaagen geschieht durch staubdicht eingekleidete Schnecken. Diese geben das Gut in Trichter von 150 kg Nutzinhalt. Unter den Trichtern sind selbsttätige Librawaagen für 100 kg einmalige Ausschüttung angeordnet. Die Waage hat ein Zählwerk und gibt das Gut in Trichter von 100 kg Nutzinhalt. Unter diesen Trichtern sind die Absackstutzen, die unmittelbar über der Mitte eines Nähbandes liegen. Das Nähband läuft mit der Nähgeschwindigkeit und führt die offenen Säcke den elektrisch betriebenen Sackzunähmaschinen zu. Jede Absackanlage kann in der Stunde 350 Sack im Dauerbetrieb leisten.

3. Waagen. Die vor den Abgabebändern eingeschalteten selbsttätigen Waagen für loses Gut gestatten eine jedesmalige Ausschüttung von 1500 kg und sind amtlich geeicht. Über und unter den Waagen befinden sich Ausgleichsilos.

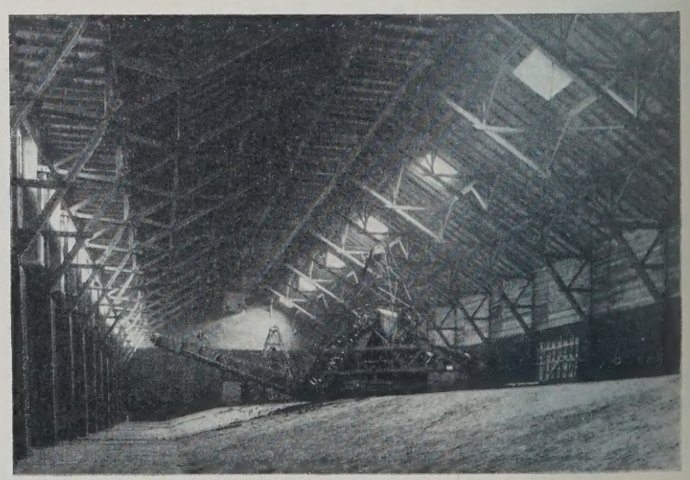


Abb. 11. Mittelschuppen mit Kratzer.

4. Kratzer. Die Ausspeicherung des Gutes aus den Schuppen geschieht durch sieben Kratzer mit einer stündlichen Leistung von 130 t bei mittelhartem Salz. Die Kratzer (Abb. 11) bestehen in der Hauptsache aus dem Unterwagen mit vier Laufrädern, auf dem der um 360 ° drehbare Oberbau mit dem Kratzerausleger angeordnet ist, dem Walzenbrecher, der Absiebvorrichtung, den Antriebsvorgelegen, dem Elektromotor, dem Gegengewicht und den Schutzvorrichtungen. Mit seinem unteren Ende ist der Kratzerausleger in einer nach der Mitte des Gerätes ansteigenden Schurre gelagert, die an dem Oberbau befestigt ist. In diese Schurre sind drei nebeneinander liegende Schaufelbänder eingebaut, die das abgeräumte Gut in der Schurre hochführen und auf ein unter dem Kratzer im Kanal liegendes Förderband werfen.

In der ansteigenden Schurre befindet sich ein Sieb mit einer Spaltweite von 3 mm, so daß feinkörniges Salz nicht über den Brecher befördert zu werden braucht.

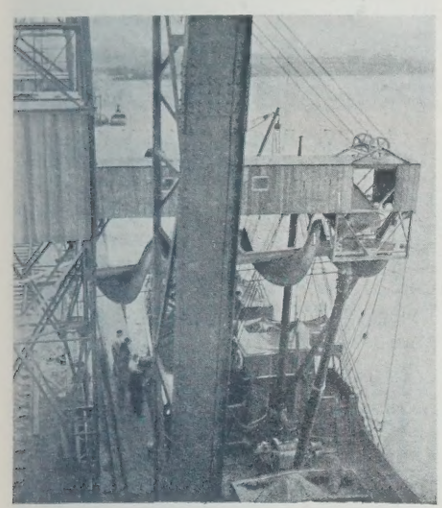


Abb. 12. Bandbrücke bei Verladung von losem Salz.

5. Bandbrücken (Abbild. 12). Die vier Bandbrücken dienen dem Umschlag loser oder gesackter Salze vom Schuppen in das Schiff. Die Leistung jeder Brücke beträgt in der Stunde 130 t loses Gut oder 1000 Säcke von je 100 kg Gewicht. Die Bandbrücken laufen mit ihrer vorderen Stütze auf der Kaimauer, mit ihrer rückwärtigen auf dem Kranbalken der wasserseitigen Wand über dem Vordach. In den Steg der Laufschiene sind in 300 mm Abstand Löcher gebohrt, so daß die Bandbrücken durch Bolzen mit der Schiene verriegelt werden können.

Die Hauptschleifleitung liegt am Rampendach und besteht aus festverlegten Stromschienen mit Kupferkopf.

Die Standsicherheit der Brücke ist für einen Winddruck von 250 kg/m² berechnet. Bei einem Winddruck von 75 kg/m² (Windstärke 9 bis 10) werden die Brücken aus dem Betrieb genommen und festgestellt. Der Ausleger hängt in Seilen und ist auf einem auf der Brücke laufenden Wagen abgestützt. Ein neben dem Ausleger liegender Laufsteg ermöglicht die Bedienung der Umstellklappen für loses Gut und Säcke und die Beobachtung des Arbeitens des Auslegerbandes.

Die Arbeitsstellungen des Auslegers liegen zwischen 25 ° nach oben und 25 ° nach unten, von der Wagerechten gerechnet.

Brücke und Ausleger sind wasserdicht verkleidet. Das Gut wird auf der Bandbrücke durch ein in der festen Brücke liegendes Band und durch ein zugleich mit dem Ausleger bewegliches Band gefördert. Eine staub- und wasserdicht abgeschlossene Schurre sichert den Übergang des Gutes von den Ausspeicherbändern des Schuppens zur Brücke.

Von dem Ausleger der Brücke gelangt das lose Gut durch ein nach allen Seiten bewegliches Rohr mit abnehmbaren Verlängerungsstücken in das Seeschiff. Die Säcke erreichen den Schiffsraum durch Wendelrutschen.

Die vier fahrbaren Bandbrücken sind so ausgebildet, daß sie einerseits mit hochgeklappter Wendelrutsche das lichte Raumprofil der Eisenbahn freilassen, anderseits unter den großen Greifer-Verladebrücken frei hindurchfahren können.

6. Verladebrücken. Der unmittelbaren Beladung von Seeschiffen aus Flußschiffen und der Einspeicherung vom Flußschiff zum Lager dienen drei Verladebrücken. Die Verladebrücken ruhen mit ihrer wasserseitigen Schiene auf der Kaimauer, mit der landseitigen Schiene auf dem Kranbalken der Schuppenwand. Neben den Kranschienen sind auf ganzer Länge der Fahrbahn gelochte Winkeleisen zum Feststellen der Brücke mit Bolzen verlegt. Die Hauptschleifleitung liegt als feste Stromschiene mit Kupferkopf an der Schuppenwand. Der Standsicherheit der Brücken ist ein Windanfall von 250 kg/m², an Luv- und Lee-Seite gleichzeitig voll angreifend, zugrunde gelegt. Die lichte Weite des vorderen wasserseitigen Portals ist so gewählt, daß die Katze mit ausgeschwenktem Greifer frei durchfahren kann. Das Fahrwerk der Verladebrücken ist so stark bemessen, daß die Verladebrücken bei einem Winddruck von 50 kg/m² in Richtung gegen den Wind mit einer Geschwindigkeit von 10 m/min. fahren können. Der Antrieb findet sich beiderseits, d. h. bei jeder Schiene an einem Radsatz. Der Motor steht auf der Brücke, und seine Kraft wird durch gleich belastete Wellen auf die anzutreibenden Laufräder übertragen. Die Steuerung geschieht von der Katze, solange sie über Land steht. Die Hälfte aller Laufräder wird angetrieben.

Der Ausleger kann in fünf Minuten gehoben und gesenkt werden.

Jede Brücke hat eine Drehlaufkatze von 4 m Ausladung. Ihre Hubkraft beträgt 5 t. Bei einem Greifergewicht von 2,3 t faßt der Greifer 2,25 m³ Kalisalz = etwa 2,7 t.

Das Greiferwindwerk der Katze ist als Kastenwinde in Stahlgußgehäuse mit Planetengetriebe und Zwei-Motorenantrieb — Bauart Tigler — ausgeführt. Die Hubgeschwindigkeit beträgt 60 m/Min., die Fahrgeschwindigkeit der Katze 100 m/Min. Das Drehwerk der Katze kann zwei- bis dreimal in der Minute drehen.

Die Laufkatze hat eine Eßmann-Seilzugwaage, die das Wiegen in jeder Stellung des Greifers ermöglicht. Die Waage hat elektrische Schnellentlastung und eine selbsttätige Stempelvorrichtung für Prägedruck.

Das Greiferwindwerk wird durch zwei Derimotoren angetrieben, während die übrigen Motoren Drehstrom-Asynchron-Motoren mit Schleifringläufern und Kontrollersteuerung sind.

Die Anordnung der Fenster ermöglicht dem Führer einen guten Überblick über das gesamte Arbeitsgebiet des Greifers, ohne daß er seinen Standort an den Schaltgeräten zu verlassen braucht.

7. Heizanlage. Bei dem feuchten Klima der Nordseeküste und bei der hygroskopischen Eigenschaft der Kalisalze war eine Heizungsanlage unbedingt erforderlich. Neben der Heizung der Arbeiterwohlfahrträume und des Verwaltungs- und Kantinengebäudes sind alle Förderwege mit Heizung versehen. Dabei kam es nur darauf an, die maschinellen Teile so trocken zu halten, daß auf den Eisenteilen liegendes Kali kein Wasser anziehen kann. Diese Anlage ist als Warmwasserpumpenheizung mit einer Vorlauftemperatur von 90 ° und einer Rücklauftemperatur von 70 ° ausgeführt und befindet sich im Kellergeschoß der westlichen Verladestation. Sie besteht aus drei gußeisernen Kesseln des Strebelwerkes, System Eca IV für Hochhäuser, mit je 47 m² Heizfläche und einer Leistung von 376 000 WE für den Kessel und einem weiteren Kessel von 23 m² Heizfläche und 184 000 WE, insgesamt also rd. 1 300 000 WE. Der Kokslagerraum liegt im Erdgeschoß der westlichen Verladestation oberhalb der Kessel.

Die Verbindungsleitungen zwischen Schuppen und Verwaltungs- und Werkstätten-Gebäude sind in flachen Kanälen mit abnehmbaren Betonplatten verlegt.

Die Förderanlagen werden durch unter den Bändern liegende und um die Schurren, Silos und Lutten gelegte Heizrohre warm und trocken gehalten. Der Mindestabstand der Heizrohre von der Unterkante der Gummigurte beträgt 25 cm. Auf dem sechsten Boden der Verladestation I befindet sich das Ausdehnungsgefäß.

Alle Rohrleitungen sind mit Rostschutzanstrich und zweimaligem Deckanstrich versehen.

8. Fahrstühle. Jede Verladestation hat zur Verbindung der einzelnen Böden miteinander einen Aufzug mit einer Tragkraft von 1200 kg und einer Geschwindigkeit von 0,5 m/Sek. Der Fahrkorb hat ein Lichtmaß von 1,75 m Breite bei 1,5 m Tiefe und einer lichten Höhe von 2 m. Die Antriebswinde ist über dem Fahrstuhlschacht aufgestellt.

Betrieb der Anlage bei den verschiedenen Umschlagarten.

a) Umschlag vom Eisenbahnwagen zum Lager (Abb. 13). Das Kali kommt in gedeckten Wagen an die Rampe. Die Wagen werden durch mechanische Schaufeln entladen. Diese bestehen aus einem hinter die Kaliladung durch einen Mann zu setzenden Blech, das durch eine Winde angezogen wird. Für die Entladung eines Wagens sind drei Mann erforderlich, die sich in der Bedienung des Bleches ablösen bezw. dem Blech zuschaufeln. Drei Mann können mit den mechanischen Schaufeln einen Wagen in 20 Minuten entleeren.

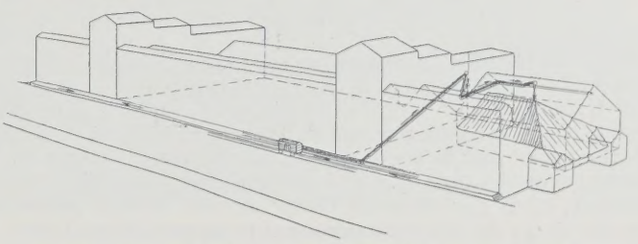


Abb. 13. Umschlag von der Eisenbahn zum Lager.

Durch das Blech der mechanischen Schaufeln wird das Salz in die Einschütt-Trichter befördert. Diese bringen das Gut auf das Band im Rampenkanal. Die vier Rampenbänder leiten es zur Mitte der Verladestationen und dort durch Überfall auf das steigende Band, das von der Wasserseite zu dem vierten Boden der Verladestation führt. Dort fällt das Kali durch Überfall und Lutte auf das im First der Schuppen liegende Einspeicherungsband. Dieses Einspeicherungsband gibt das Gut mittels Abwurfwagen in den Schuppen ab. Dort wird das Gut bis zu 17 m Höhe in Haufen frei gelagert.

b) Umschlag vom Eisenbahnwagen zum Seeschiff (Abb. 14). Auch hier wird das Kali durch die mechanischen Schaufeln, durch das Rampenband und das steigende Band auf den vierten Boden der Verladestation befördert. Durch Überfall fällt es auf ein weiteres von der Landseite zur Wasserseite steigendes Band und wird durch dieses auf den sechsten Boden der Verladestation befördert. Nun gelangt das lose Gut in Vorsilos, wird durch die 1500 kg fassende geeichte Libra-Waage gewogen und in das Nachsilo gekippt. Dieses Nachsilo ist mit einem Schwingschieber versehen, der eine genaue Einstellung der auf das Ausspeicherband abzu-

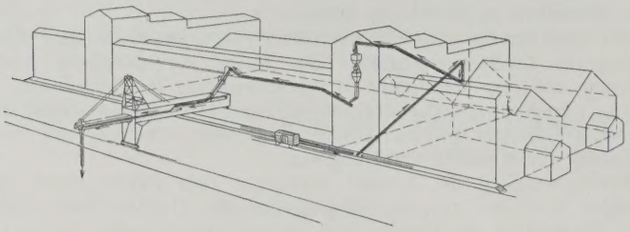


Abb. 14. Umschlag von der Eisenbahn zum Seeschiff.

gebenden Menge ermöglicht. Das Förderband im wasserseitigen Aufbau leitet das Gut an die Stelle des Kais, wo es durch die Bandbrücke in die Luke des Seeschiffes gebracht werden soll. An dem Übergabepunkt stellt ein vor- und rückfahrbares Annahmerohr der Bandbrücke die Verbindung zwischen Brücke und Ausspeicherband durch die zahlreich an der wasserseitigen Wand des Gebäudes angeordneten Öffnungen her. Das Gut fällt auf das feste Band der Bandbrücke, von dort auf das mit dem Ausleger bewegliche Band und durch ein nach allen Seiten bewegliches Rohr in die Luke des Seeschiffes.

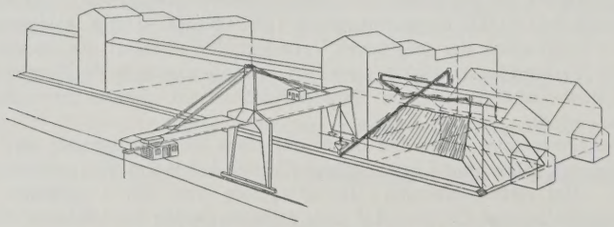


Abb. 15. Umschlag vom Flußschiff zum Lager.

c) Umschlag vom Flußschiff zum Lager (Abb. 15). Bei Einspeicherung von Kalisalzen zum Lager wird das Gut mit den Greifern der Verladebrücken in die auf dem Vordach angeordneten Silos gefördert. Diese Silos geben das Gut an das Rampenband ab, die steigenden Bänder befördern es bis an die Abgabeschurren für die Einspeicherbänder, letztere bringen das Gut in die Schuppen.

d) Umschlag vom Flußschiff zum Seeschiff geschieht lediglich durch die Greifer der Verladebrücken.

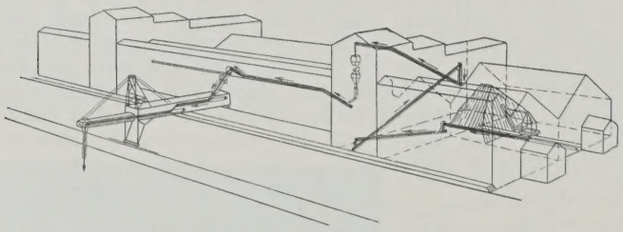


Abb. 16. Umschlag vom Lager zum Seeschiff.

e) Umschlag vom Lager zum Seeschiff (Abb. 16). Der Kratzer fördert das Gut vom Kaliberg auf das im Kratzerkanal liegende Ausspeicherband. Dieses gibt das Gut durch Überfall auf ein zur Wasserseite der Verladestation führendes Band ab. Von hier aus gelangt das Gut, wie vorher beschrieben, durch zwei steigende Bänder auf den sechsten Boden, dann durch die Waage auf das Ausspeicherband im wasserseitigen Aufbau und über die Bandbrücke in das Seeschiff.

f) Absacken der Salze. Soll loses Gut aus dem Schuppen, aus Eisenbahnwagen oder Binnenschiffen abgesackt werden, so wird es bis zum fünften Boden durch die steigenden Bänder befördert, dort an die Verteilungsschnecken über den Waagen abgegeben, gewogen und abgesackt. Die Säcke werden mit den Nähmaschinen zugenäht und durch die Rutschen auf das vom Erdgeschoß der Landseite der Verladestation zum vierten Boden Wasserseite fördernde Sackband gebracht. Von dort gelangen sie durch Überfall auf die Ausspeicherbänder und durch die Bandbrücken und die Wendelrutschen (Abb. 17) in die Luke des Seeschiffes.

Bauvorgang und Bauzeit.

Der Pachtvertrag zwischen dem Preußischen Staat und dem Deutschen Kali-Syndikat ist im Juni 1926 unterzeichnet worden. Das Kali-Syndikat legte Wert darauf, die Anlage schon zu Anfang 1928 betriebsfertig zu haben, um sie für die Hauptversandzeit noch verwenden zu können. Daraus ergab sich die außerordentlich knappe Bauzeit von $1\frac{1}{2}$ Jahren. Obgleich eine derartige Anlage hier zum ersten Male ausgeführt wurde, ist es unter stärkster Anspannung aller Kräfte gelungen, die an sich fast zu kurze Frist einzuhalten.

Abb. 17. Bandbrücke bei Verladung von Säcken.

Im Juli 1926 wurde der Bau der Kaimauer in Angriff genommen. Nachdem die Gründungsarbeiten entsprechend vorgeschritten waren, konnte mit dem Rammen der Eisenbetonpfähle für die Schuppen und Verladestationen am 20. Oktober 1926 begonnen werden. Hier waren vier unmittelbar wirkende Dampframmen von je 4 t Bärgewicht tätig. Die Rammung war Mitte März 1927 beendigt.

Beton- und Maurerarbeiten.

Bereits vorher, und zwar am 3. März 1927, begannen die Betonierungs- und Hochbauarbeiten. Für diese war ein scharf umrissenes Bauprogramm aufgestellt, weil es unbedingt notwendig war, die Bauten bereits im Juli soweit zu fördern, daß die Maschinenbauanstalten mit dem Einbau der umfangreichen mechanischen Einrichtungen beginnen konnten. Es handelte sich um rd. 13000 m³ Eisenbeton mit 1400 t Rundeiseneinlagen, 2500 m³ Mauerwerk und 27000 m³ Holzbauwerk. An Schalungen waren insgesamt 47000 m² herzustellen.

Für die Eisenbetonarbeiten wurden vier Betonbereitungsanlagen an der westlichen und östlichen Stirnwand und an der Landseite vor jeder Verladestation aufgestellt. Die Baustoffe wurden an der Landseite mit der Bahn und an der Wasserseite mit Schiffen über drei Löschbrücken angefahren.

Von der Verwendung von Gießtürmen wurde abgesehen, weil die Baustelle eine zu große Ausdehnung hatte und ihr Aufbau zu lange Zeit in Anspruch nahm. Der Beton wurde in breiiger Beschaffenheit je nach dem besonderen Fall in verschiedener Weise in die Schalungen eingebracht. Bei den Kratzerkanälen, Grundmauern, Giebelwänden und Kellersohlen konnte unmittelbar mittels Loren über Pritschen geschüttet werden. Für die bis 9 m hohen Wände der Schuppen mußte er von Gerüsten aus über Einlauftrichter mit zwei bis drei Arbeitsfugen eingegossen werden. Bei der wasserseitigen Wand war das Einbringen des Betons besonders schwierig wegen der Ausbildung der Pfeiler.

Besonderer Wert wurde auf die Erzielung eines einwandfreien Betons von großer Dichtigkeit und hoher Festigkeit gelegt. Deshalb wurde scharf geachtet auf die Güte und Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, die Menge und Güte des Zementes, auf richtigen Wasserzusatz, auf die Art der Bereitung, der Beförderung und Verarbeitung des Betons.

Als Zement war von der Bauverwaltung Hochofen- oder Eisenportland-Zement vorgeschrieben worden. Der Kiessand sollte bei einem größten Korn von 25 mm rd. 40% unter 5 mm und rd. 56% unter 10 mm aufweisen. Bei einem größten Korn von 50 mm konnten die entsprechenden Sätze 33% bezw. 41% betragen. Verwendet wurde Magdeburger und Elbtrave-Kiessand, letzterer mit einem Zusatz reiner Kiesel, deren Menge nach dem jeweiligen Ausfall der Kiessand-Untersuchung bestimmt wurde.

Der Zement wurde laufend auf Abbindezeit und Festigkeit geprüft. Die Beton-Probewürfel und Probebalken ergaben bei Handelszement Festigkeiten von *Wb* 28 bis 153 kg/cm², bei hochwertigem Zement *Wb* 28 bis 224 kg/cm².

Die Eisenbetonarbeiten sind in rd. 150 Arbeitstagen ausgeführt (Abb. 18). Es ergab sich eine Tagesdurchschnittsleistung von 86 m³. Die Tageshöchstleistung betrug 250 m³ in zwei Schichten. Durchschnittlich sind arbeitstäglich 310 m² Schalung verzimmert worden. Dabei ist zu beachten, daß es während der ganzen Bauzeit wegen Mangels an gelernten Arbeitskräften nicht gelang, die erforderliche Zahl von Handwerkern für die Ausführung der Schal-, Verzimmerungs- und Flechtarbeiten in zwei Schichten zu bekommen.

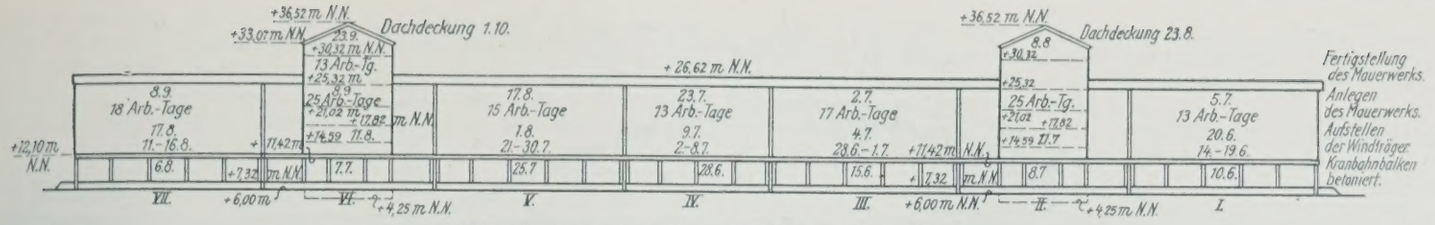


Abb. 18. Baufortschritt an der wasserseitigen Wand.

Die Maurerarbeiten sind durch die zu erreichenden Höhen und die Notwendigkeit, Hauptwände, wie wasserseitige Wand und westliche Giebelwand freistehend zu mauern, besonders bemerkenswert.

Zimmererarbeiten.

Die fertig verbolzten Binder wurden mit einem auf dem Kratzerkanal stehenden, 21 m hohen Standbaum hochgezogen. Über den Pfeilern angelangt, wurden sie auf eichene Auflagerklötze gesetzt, in die richtige Höhenlage gebracht und nach Aufstellung eines zweiten Binders mit diesem verstrebt.

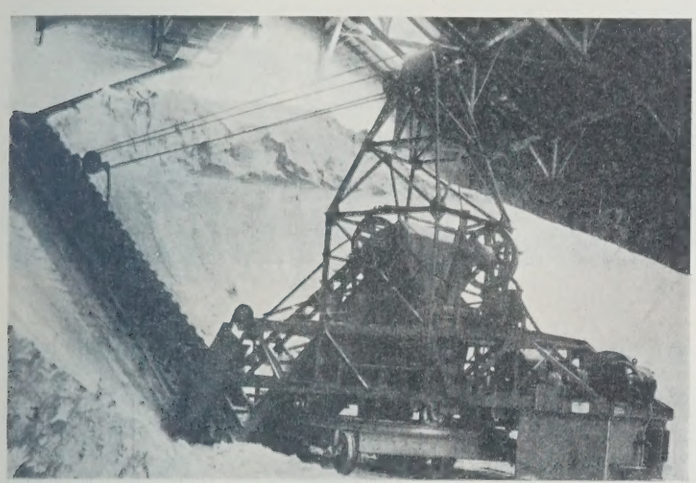


Abb. 19. Kratzer in Tätigkeit.

Die 52 Dachbinder sind in der Zeit vom 6. Juli bis zum 3. November 1927 aufgestellt. Zusammensetzen und Aufstellen erforderten somit im Mittel $1^1/_2$ Tag für den Binder.

Eine besondere Schwierigkeit lag bei der kurzen Bauzeit darin, die gute Zusammenarbeit zwischen Maurer und Zimmermann und das rechtzeitige Heranschaffen der Baustoffe sicherzustellen.

Werkstätten- und Verwaltungsgebäude konnten am 1. November 1927 dem Kali-Syndikat übergeben werden. Die westliche Verladestation und die Mittelschuppen wurden am 1. Januar 1928 versuchsweise in Betrieb genommen. Die Gesamtanlage war Ende Februar 1928 betriebsfertig (Abb. 19).

Die grundlegenden Vorarbeiten für die neue Anlage wurden von dem Seehäfen-Ausschuß des Deutschen Kali-Syndikats unter dem Vorsitze des Direktors W. Bartling geleistet. Aufgabe dieses Ausschusses war es, den günstigsten Platz für die Umschlaganlage und die an sie zu stellenden Anforderungen festzulegen.

Für den Bau der Umschlaganlage war das Preußische Handelsministerium zuständig, als dessen Referent Ministerialrat Dr.-Ing. Lohmeyer an der gesamten Durchführung des Bauvorhabens mitwirkte. Bei der Regierung Lüneburg wurden die Bauangelegenheiten durch Oberregierungs- und -baurat Tillich und Regierungs- und Baurat Bischoff bearbeitet.

Entwurf und Bauausführungen lagen in den Händen der Verfasser, denen für die örtliche Bauleitung namentlich Regierungsbaumeister Rühl und die Diplom-Ingenieure Karwatky und Gravert zur Seite standen. Bei dem Entwurf und beim Probebetrieb waren in hervorragender Weise die Inhaber der Firma Gustav Schrader, Hamburg, Architekt Rud. Holst und Dipl.-Ing. K. Lambrecht, als Vertrauensingenieure des Deutschen Kali-Syndikats beteiligt.

Die architektonische Ausbildung der Anlage (Abb. 20) stammt von dem verstorbenen Geheimrat Dr.-Ing Muthesius in Berlin.

Als bei dem Bau beteiligte Firmen sind hauptsächlich zu nennen:

a) für die Baggerarbeiten: Dyckerhoff & Widmann A.-G., Hamburg; Hanseatische Baugesellschaft m. b. H., Bremen;
b) für die Gründungs- und Maurerarbeiten: Philipp Holzmann A.-G., Hamburg; F. H. Schmidt, Altona; Befon- und Monierbau A.-G., Hamburg; Aug. Prien, Harburg-Wilhelmsburg; H. C. Hagemann G. m. b. H., Harburg-Wilhelmsburg;
c) für die Holzarbeiten: Encke, Staßfurt;
d) Verladebrücken: Mitteldeutsche Stahlwerke A.-G., Lauchhammer; Demag, Duisburg; Brown, Boveri & Co., Hamburg;
e) Kratzer und Bandbrücken: Gebr. Burgdorf, Altona;
f) Maschinenanlagen für die Fördereinrichtungen: Amme-Luther-Werke, Braunschweig;
g) Gurtbänder: Eddelbüttel & Schneider, Harburg-Wilhelmsburg;
h) Motoren: Bergmann-Werke, Hamburg;
i) Licht- und Kraftanlagen, Schaltanlagen, Umspanner, Phasenschieber: AEG., Technisches Büro Hamburg;
k) Heizungsanlage: G. Günter, Halle a. d. Saale.

Die Gesamtkosten der Schuppen und Förderanlagen sowie der Nebengebäude, aber ohne Ufermauer, haben rd. 6 Mill. R.-M. betragen.

Nach den bereits gemachten Betriebserfahrungen erfüllt die Anlage die in sie gesetzten Erwartungen. Die Kalisalze werden dem Einfluß der Witterung soweit wie möglich entzogen und gelangen trocken in das Seeschiff. Das Entladen und Beladen, sowie das Fördern des Gutes zum und vom Lager geht schnell, wirtschaftlich und unter geringster Inanspruchnahme menschlicher Arbeitskraft vor sich. Im ganzen ist hier ein Werk entstanden, das einen Schritt vorwärts auf dem Wege der wirtschaftlichen und technischen Vervollkommnung unserer Hafenanlagen bedeutet.

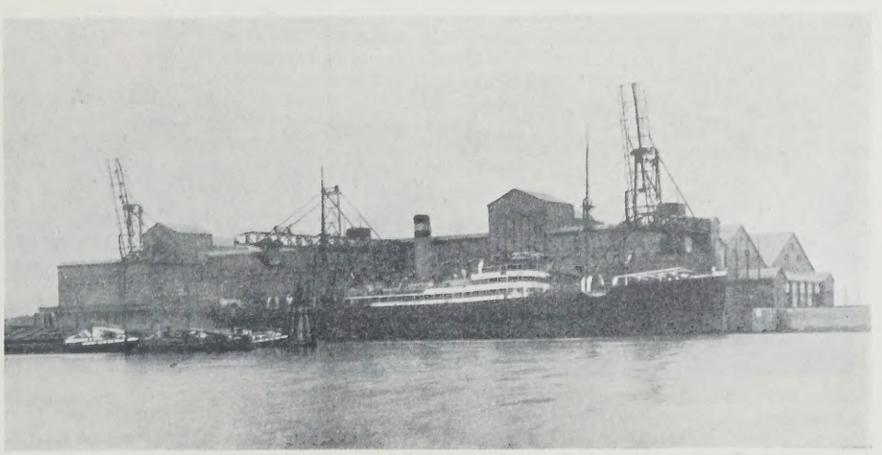


Abb. 20. Ansicht der fertigen Anlage.

Alle Rechte vorbehalten.

Einiges vom neuzeitlichen japanischen Brückenbau.

Von **Schaper.**

Vor etwa zwei Jahren besuchte mich Herr Dr.-Ing. K. Naruse vom Brückenbauamt in Tokio und machte mir sehr lehrreiche Angaben über den Stand des neuzeitlichen Brückenbaues in Japan. Er betonte dabei, daß der neuzeitliche Brückenbau in Japan seinen Lehrmeister im deutschen Brückenbau gefunden habe, daß die neuen schönen Brückenbauten und Wettbewerbentwürfe in Deutschland in ihrer Formgebung den neuen japanischen Brücken zum Muster gedient hätten und daß auch die baulichen Einzelheiten des deutschen Brückenbaues für die bauliche Durchbildung der japanischen Brücken maßgebend seien. Die nachstehenden fünf Bilder, die einer umfangreichen, mir kürzlich übersandten Veröffentlichung des obengenannten Fachgenossen entnommen sind, stellen neue japanische Straßenbrücken dar. Der Einfluß des deutschen Brückenbaues tritt deutlich

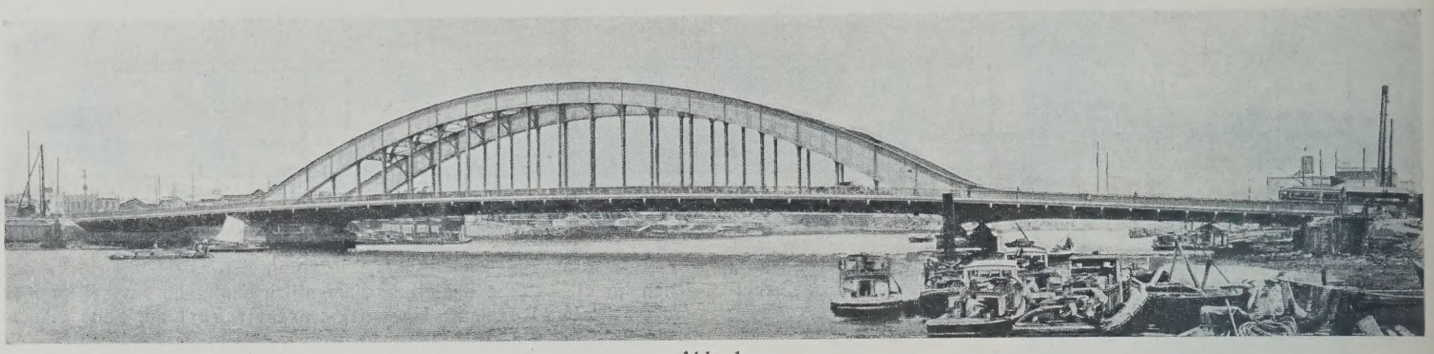


Abb. 1.

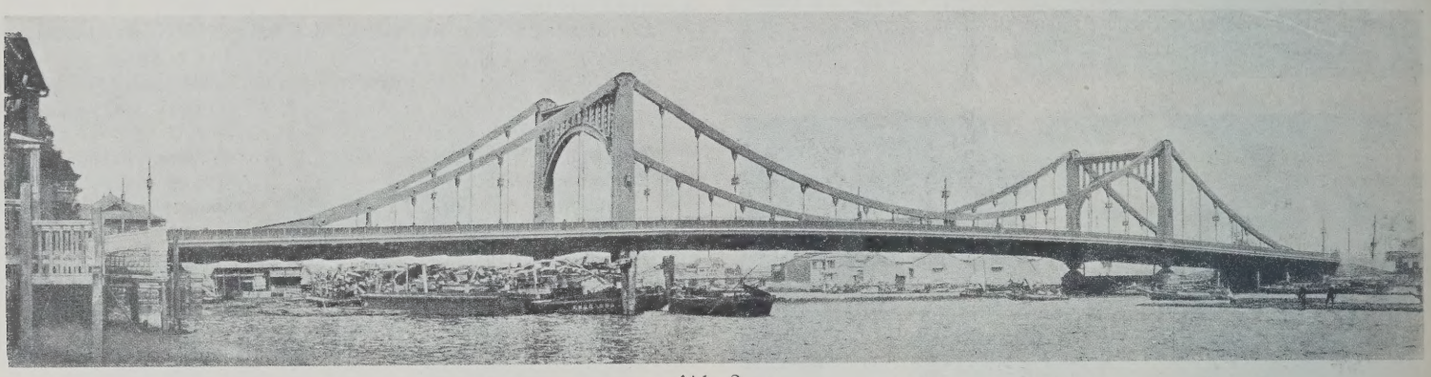


Abb. 2.

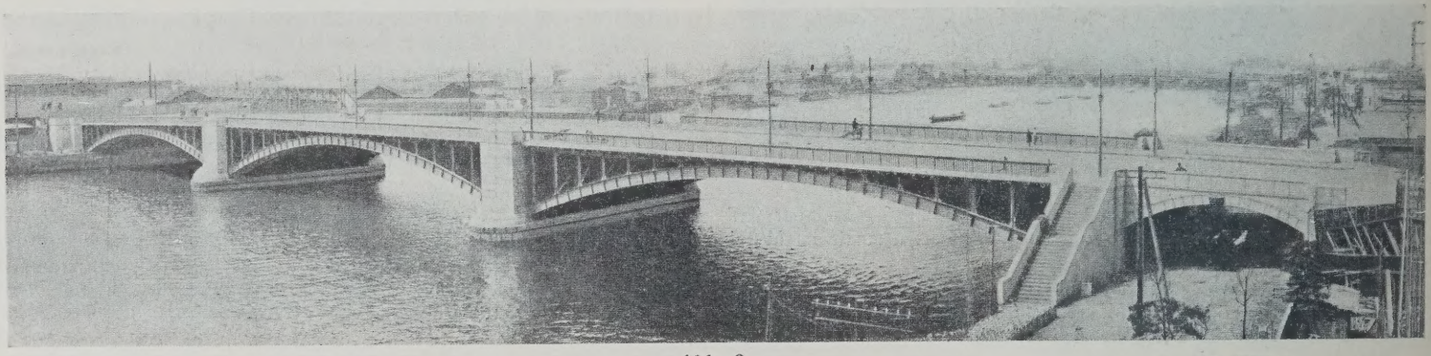


Abb. 3.

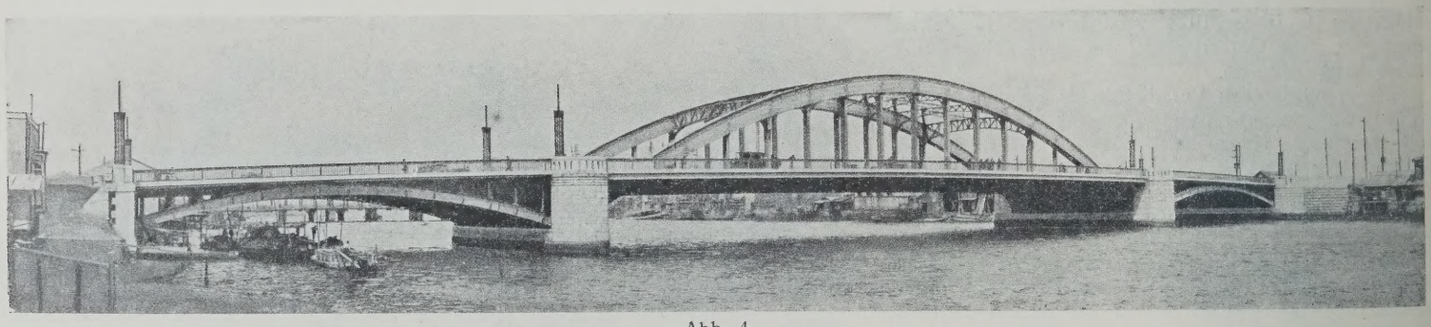


Abb. 4.

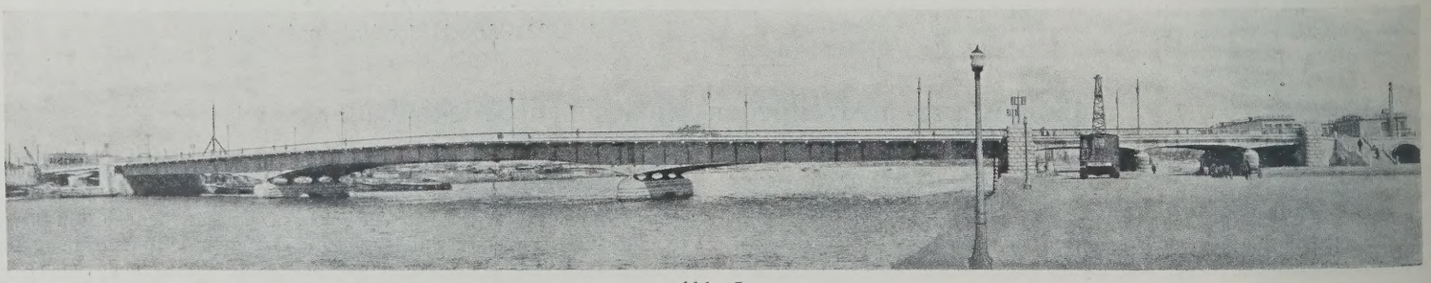


Abb. 5.

in die Erscheinung. Die fünf Brücken sind mustergültig in ihrer äußeren Form und in ihren baulichen Einzelheiten.

Die Hauptträger der in Abb. 1 wiedergegebenen Brücke sind in der Mittelöffnung Zweigelenkbogen mit Zugband von 100,6 m Stützweite. Die Bogenträger kragen beiderseits 14,48 m in die Nebenöffnungen vor und stützen an den Kragenden 26,67 m weitgespannte vollwandige Träger. Die Bogenträger sind voll- und doppelwandig, ebenso die Hauptträger über den Seitenöffnungen. Der Abstand der Mitten der Hauptträger beträgt 18,28 m. Die Stegblechhöhe der Bogenträger mißt in Brückenmitte 2,6 m. Die Zugbänder bestehen aus Augenstäben. Die Fußsteige liegen außerhalb der Hauptträger.

Die in Abb. 2 dargestellte Brücke klingt in der Form und in den baulichen Einzelheiten sehr stark an die Kölner Hängebrücke an. Die Stützweiten des Versteifungsträgers betragen in der Mittelöffnung 91,4 m und in den Seitenöffnungen 45,7 m. Der Abstand der Mitten der Hauptträger beträgt auch hier 18,28 m. Die Fußsteige liegen außerhalb der Hauptträger.

Abb. 3 zeigt eine 21,94 m breite Straßenbrücke mit drei Öffnungen über dem Fluß und mit vollwandigen Zweigelenkbogen unter der Fahrbahn. Die Bogenträger sind in der Mittelöffnung 50,9 m und in den Seitenöffnungen 48,16 m weit gespannt.

Bei der in Abb. 4 wiedergegebenen Brücke sind die beiden Seitenöffnungen mit vollwandigen, unter der Fahrbahn liegenden und 32,46 m weit gespannten Zweigelenkbogen überbrückt; die Mittelöffnung wird von voll- und doppelwandigen, über die Fahrbahn hinausragenden Bogenträgern ohne Zugband überspannt. Ihre Stützweite beträgt 74,67 m. Die Brücke ist 25,17 m breit.

Abb. 5 zeigt eine Straßenbrücke, bei der der Fluß in drei Öffnungen mit ganz unter der Fahrbahn liegenden, durchlaufenden Balkenträgern mit zwei Gelenken in der Mittelöffnung überbrückt wird. Die Träger in den Seitenöffnungen sind 40,46 m weit gestützt. Sie kragen je 16 m weit in die Mittelöffnung vor und stützen mit den Enden dieser Kragarme den 35,2 m weit gespannten Schwebeträger. Vier nebeneinander liegende voll- und doppelwandige Hauptträger stützen die 24 m breite Fahrbahn.

Vermischtes.

Ministerial-Erlaß betr. Eisenbetonbestimmungen vom 30. VIII. 1928, II 11 Nr. 497. Nach § 5 Ziff. 1 der Bestimmungen des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton, eingeführt durch meinen Erlaß vom 9. September 1925 — II 9 Nr. 653 — darf zu Eisenbeton- und Betonbauten nur langsam bindender Zement, der den jeweils gültigen vom Reichsverkehrsminister anerkannten deutschen Normen für Lieferung und Prüfung von Zement entspricht, verwendet werden. Solche anerkannten Normen bestehen zurzeit nur für Portland-, Eisenportland- und Hochofenzement. Für Naturzemente gibt es bisher keine anerkannten Normen. Es widerspricht daher den Bestimmungen, wenn Naturzement als für Eisenbeton- und Betonbauten zulässig bezeichnet worden ist.

Der preußische Minister für Volkswohlfahrt.
I. V.: Scheidt.

Ein Merkblatt für die Schiffahrt im polnischen Korridor. Der Binnenschiffsverkehr zwischen Ostpreußen und dem übrigen Deutschland hat nach jahrelangem fast völligen Stilliegen im laufenden Jahre die ersten Zeichen einer beginnenden Wiederbelebung aufzuweisen. Diese dürfte nicht zuletzt auf die Ergebnisse einer von westpreußischen Handelskreisen unternommenen Versuchsfahrt zurückzuführen sein, bei der festgestellt wurde, daß trotz auf der Weichsel vielfach unterlassener Unterhaltungsarbeiten die Wasserstraßen dank ihrer soliden Anlage noch durchaus befahrbar sind.

Das Reichsverkehrsministerium hat nunmehr als Sondernummer 28 vom 3. September 1928 des Reichsverkehrsblattes (Carl Heymanns Verlag, Berlin W 8) ein „Merkblatt für den Durchgangsbinnenschiffsverkehr zwischen Ostpreußen und dem übrigen Deutschland" herausgegeben, das von Interessenten beim Oberpräsidenten — Wasserbaudirektion — in Königsberg i. Pr. gegen ein geringes Entgelt bezogen werden kann.

Das Merkblatt enthält alles, was der Schiffer oder Spediteur von den für diesen Verkehr geltenden staatsvertraglichen Vorschriften und den dazu vereinbarten bezw. erlassenen Ausführungsbestimmungen wissen muß.

Technische Hochschule Breslau. Der Leiter der Technischen Abteilung des Deutschen Eisenbau-Verbandes, Dipl.-Ing. W. Rein, Berlin, ist ab 1. Oktober 1928 auf den neu errichteten Lehrstuhl für Eisenbau und Eisenbetonbau berufen worden.

Technische Hochschule Dresden. Der bisherige Lehrer an den Staatl. Vereinigten Maschinenbauschulen in Dortmund, Dr.-Ing. Constantin Weber, ist ab 1. Oktober 1928 zum o. Professor für Festigkeitslehre berufen worden.

Ministerialdirektor Ottmann 70 Jahre alt. Der Ministerialdirektor a. D. Dr.-Ing. ehr. Ernst Ottmann in Berlin vollendete am 11. September sein 70. Lebensjahr. Als Nachfolger von Sympher war er von 1921 bis Ende 1923 der erste Ministerialdirektor der Wasserstraßenabteilung im Reichsverkehrsministerium. Seine bedeutende Tatkraft hat er namentlich bewiesen beim Ausbau des Hafens von Ruhrort und beim Bau des Ems-Weser-Kanals. Weiten Kreisen des Wirtschaftslebens über die Reichsgrenzen hinaus ist er durch sein wirkungsvolles Eintreten für die Weiterentwicklung der deutschen Schiffahrtstraßen rühmlich bekannt geworden. Wiederholt hat er auch wertvolle Beiträge für „Die Bautechnik" geliefert.[1]) Wir wünschen Herrn Ministerialdirektor Dr. Ottmann noch viele Jahre der Gesundheit und Rüstigkeit.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am Montag, den 1. Oktober 1928, abends 8 Uhr, findet im Ingenieurhause, Berlin NW 7, Friedrich-Ebert-Straße 27, im großen Saal, I. Stock, ein Vortrag des Herrn Dr.-Ing. Alfred Berrer, Professor an der Tung-chi Technischen Hochschule in Woosung, China, über den „Wiederaufbau in China" statt. Eintritt frei, Gäste willkommen.

[1]) Vergl. u. a. „Die Bautechnik" 1926, Heft 29, S. 432.

Eisenbahnen und Hafenanlagen in Persien. Die Persische Regierung hat den Firmen Berger, Holzmann, Siemens-Bauunion und Ulen & Co. übertragen:

1. Die Fertigstellung der von der Persischen Regierung begonnenen Eisenbahnstrecken bei Bender-Ghes und zwischen Ahwas und Khormusa. Die genaue Länge dieser Strecken ist noch nicht festgesetzt. Es handelt sich dabei um Bahnbauten von etwa 100 bis 150 km Gesamtlänge. Die Persische Regierung hat auf diesen Strecken nur Erdarbeiten in geringem Umfange vorgenommen. Die Ausführung der Kunstbauten, die Verlegung des Oberbaues und die Ausrüstung der Strecken mit Betriebsmitteln gehört zu den Aufgaben der genannten Unternehmungen.
2. Die Ausführung der Vorarbeiten und die Aufstellung der Entwürfe für die Häfen von Bender-Ghes am Kaspischen Meer und Khormusa am Persischen Meerbusen. Es handelt sich hierbei um die Häfen, die an den beiden Endpunkten der Transpersien-Eisenbahn errichtet werden sollen, um den Umschlag von den Seeschiffen auf die Eisenbahn zu vermitteln.

Von diesen Leistungen entfallen in das Arbeitsgebiet der drei deutschen Firmen die Fertigstellung der von der Persischen Regierung angefangenen Strecke bei Bender-Ghes und die Vorarbeiten für den Hafen von Bender-Ghes, während in das Arbeitsgebiet der amerikanischen Unternehmung Ulen & Co. die Fertigstellung der von der Persischen Regierung begonnenen Strecke zwischen Ahwas und Khormusa und die Vorarbeiten für den Hafen Khormusa gehören.

Die Firma Ulen & Co. hat außerdem die Vorarbeiten und die Entwurfaufstellung für den Staudamm bei Ahwas zu leisten.

Hebung der Wilhelmsbrücke in Rotterdam. Die Hebung wurde ausgeführt, damit höhere Schiffe die Neue Maas befahren können und um das Öffnen der in einer Öffnung dieser Brücke befindlichen Hubbrücke auf ein Mindestmaß einzuschränken, so daß der Landverkehr, der nur über diese eine Brücke zwischen den beiden Maasufern vor sich geht, möglichst wenig behindert wird. Aus dem gleichen Grunde war die Ausführung der Hebung auf die Nachtzeiten vom Sonnabend zum Sonntag beschränkt. Die Arbeiten wurden in fünf Teilhebungen ausgeführt. Die gesamte Hebung betrug 2,10 m.

Die Brücke besteht nach einem Bericht von L. J. van Dunné und J. F. Burky in der Zeitschrift „De Ingenieur" 1928, Nr. 19, S. 121, aus drei großen, je etwa 90 m langen Balken, von denen jeder 1200 t wiegt, und zwei vollwandigen Rampenbrücken, von denen die südliche mit zwei Spannweiten 32,45 m, die nördliche mit einer Spannweite 19,25 m lang ist (Abb. 1). Die großen Öffnungen ruhen auf vier Strompfeilern, später I bis IV bezeichnet, auf.

Wegen der großen Lasten wurden Wasserdruckpressen gewählt, und zwar für die Rampenbrücken die gewöhnliche Bauart, für die Hauptöffnungen eine Sonderausführung der Deutschen Hebezeugfabrik Pützer-Defries, Patent Sommerstadt (Abb. 2).

Bei der gewöhnlichen Bauart steht der Zylinder fest, und der Stempel drückt die Last hoch, während bei der patentierten Bauart das Umgekehrte der Fall ist. Der Zylinder ist mit vier Klauen versehen, die während des Hebens unterstopft werden. Es ergeben sich aus dieser Bauart folgende Vorzüge: 1. Es wird Zeit beim Umsetzen der Pressen gewonnen, 2. der Holzstapel steht ständig unter Last, so daß der Rückgang an einmal gewonnener Höhe infolge des Zusammenpressens der Hölzer gering bleibt, 3. die Standsicherheit ist wegen der großen Grundfläche der patentierten Bauart größer.

Die vorläufigen Unterbauungen an den Ansatzstellen der Pressen bestanden bei den Rampenbrücken aus 13 cm hohen Buchenbalken, bei den Hauptöffnungen aus 18 cm hohen Jarrahholzbalken, die endgültigen Unterbauungen unter den Brückenlagern aus Stapeln von Eisenträgern, die einbetoniert wurden. Unter den Trägern wurde eine Rüstung angehängt, wo die eisernen und hölzernen Stapel zurechtgelegt wurden; ferner standen hier die Preßpumpen, Reservepressen und Reserveteile für Pressen und Pumpen.

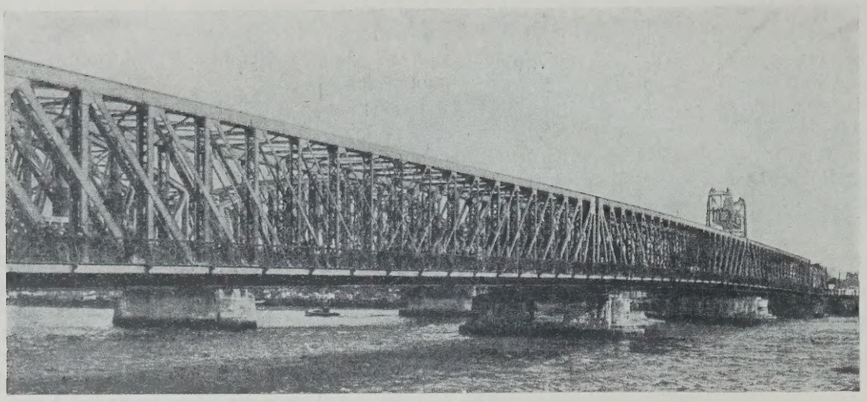


Abb. 1.

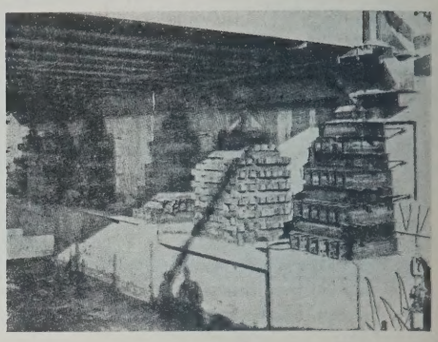


Abb. 3.

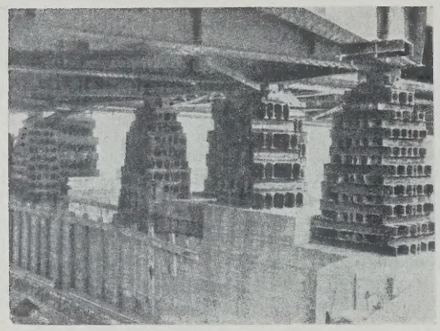


Abb. 4.

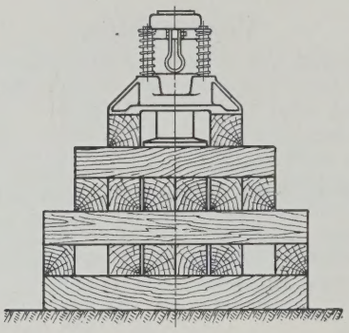


Abb. 2.

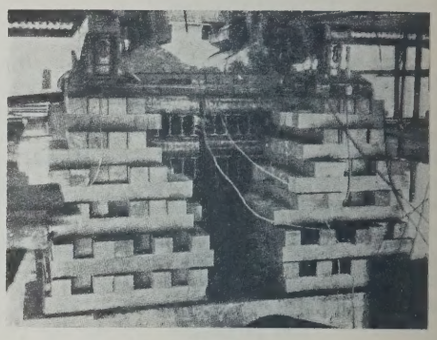


Abb. 6.

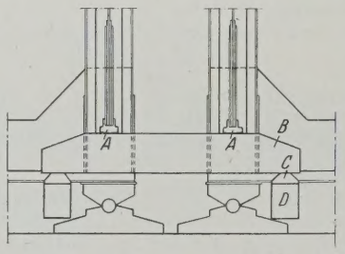
Bei den Rampenbrücken wurden zwei 100-t-Pressen angesetzt, die gegen einen einstweilig eingezogenen Unterzug drückten. Dieser übertrug den Druck auf die vollwandigen Hauptträger. Abb. 3 zeigt den Zustand während der Hebung, Abb. 4 nach Entfernung aller Hilfsstapel.

Größere vorbereitende Arbeiten waren in den Hauptöffnungen erforderlich. Nach dem Vorschlag der ausführenden Firma, der Gute Hoffnungshütte, Abteilung Brückenbau in Sterkrade, wurde die in Abb. 5 dargestellte Anordnung benutzt.

Das Stehblech der Endständer wurde durch aufgenietete Platten verstärkt, und ein Teil des unteren Endes des Stehbleches entfernt. Die obere wagerechte Fläche dieser Öffnung wurde sauber bearbeitet. Gegen diese Fläche legte sich ein die Platten umgreifendes Druckstück *A*, das auf schweren durch die Öffnungen der Ständer gezogenen stählernen Balken *B* ruhte. Die Enden dieser Balken fanden ihre Auflager unter Vermittlung von Druckstücken *C* auf Stahlträgern *D*, an deren Ende je eine 100-t-Presse angesetzt wurde. An jedem Pfeiler wirkten also $2 \times 4 = 8$ Pressen gleichzeitig. Unter anderem wurde durch diese Anordnung erreicht, daß bei ungleichmäßiger Setzung der unter den einzelnen Stapeln befindlichen Pressen die auf die Brücke übertragene Ungleichmäßigkeit infolge der Hebelübertragung durch die Balken *B* und *D* nur ein Viertel der wirklichen, im vorliegenden Falle höchstens 2,5 mm betrug. Im übrigen wurde ein ungleichmäßiges Arbeiten nach Möglichkeit dadurch vermieden, daß die vier an einem Punkte angreifenden Pressen von einer gemeinsamen elektrisch betriebenen Dreikolbenpumpe gespeist wurden, mit der sie durch biegsame kupferne Leitungen verbunden waren. Diese mündeten an der Pumpe in einem mit Ventilen versehenen Verteilerraum, wodurch weitgehende gleichmäßige Druckregelung erreicht wurde. Die verschiedenen Elektromotoren waren mit Drehzahlreglern versehen, so daß auch die verschiedenen Hubpunkte gleichmäßig gespeist wurden. Abb. 6 zeigt ein Auflager der großen Öffnungen während der Hebung.

Bei der Hebung der großen Öffnungen trat noch eine besondere Schwierigkeit auf. Durch die Hebung, z. B. auf Pfeiler III, beschrieben die anschließenden Träger Kreisbogen um ihre Auflager auf den Pfeilern II und IV. Hieraus ergeben sich die in der Abb. 7 rechts angegebenen Kurven für die Bewegung der Angriffspunkte der vorher erwähnten Träger *B*. Diese erfahren während der Hebung eine Abstandsvergrößerung von 46 mm, und zwar bei einer gleichzeitigen Belastung von 300 t. Unter der Annahme eines Reibungskoeffizienten von 0,3 (Stahl gegen Stahl) ergibt sich also in diesen Punkten eine wagerechte Kraft von 90 t, die den Endständern nicht zugemutet werden durfte. Auch war zu befürchten, daß die noch nicht einbetonierten eisernen Stapel diese Kraft nicht aufnehmen konnten. Eine Rolle im Lastpunkte der Träger *B* war wegen der erforderlichen großen Abmessungen nicht geeignet, auch eine Schmierung dieser Stelle wurde wegen der großen Belastung nicht als wirksam erachtet. Schließlich führte das in der Abb. 7 links angegebene Arbeitsverfahren zum Ziel.

Es wurde von der Überlegung ausgegangen, daß die während einer Teilhebung eintretende wagerechte Verschiebung innerhalb gewisser Grenzen, zugelassen wurden 3 bis 4 mm, ungefährlich ist, da sowohl die



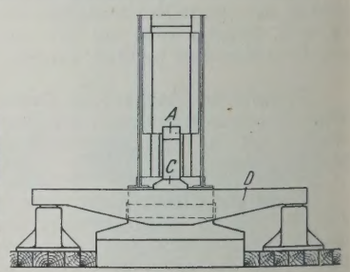


Abb. 5.

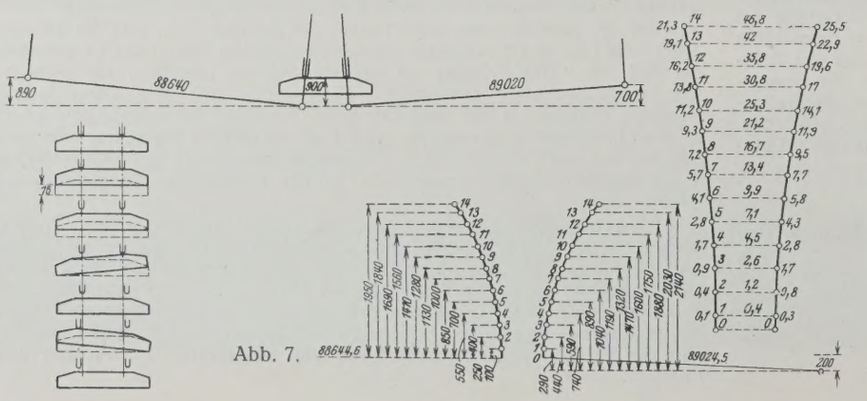
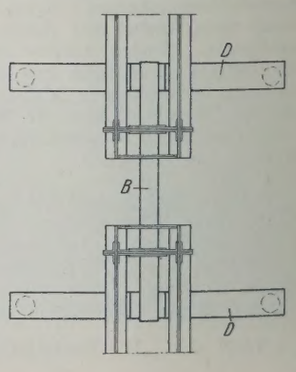


Abb. 7.



Holzstapel als auch die Dichtungsmanschetten etwas elastisch nachgeben. Daraus ergab sich das zulässige Höchstmaß einer Teilhebung. Nach Beendigung jeder Teilhebung wurden zunächst die Pressen entlastet und dadurch die beiden benachbarten Brücken-

träger auf die eisernen Stapel abgesetzt und die Balken *B* entlastet. Dann wurde erst das auf der rechten Seite gelegene Paar Pressen (vergl. Abb. 4) unter Druck gesetzt und dadurch die rechte Brücke etwas gehoben. Da die linke Brücke nicht auf dem Balken *B* ruht, kann dieser sich über seinem linken Druckstück *C* etwas verschieben, so daß auch die rechte Brücke sich um dieses Maß verschiebt und nach Entlastung der rechten Pressen spannungslos auf den Eisenstapel abgesetzt werden kann. Das Verfahren wird dann für die linke Brücke sinngemäß wiederholt, so daß auch diese spannungslos wird. Schließlich wurde die nächste Teilhebung vorgenommen und die beschriebene Maßnahme zur Beseitigung der Spannungen in den Brücken wiederholt.

Die Hebung wurde am 9. 4. 1927 begonnen und am 31. 7. 1927 beendet. Lp.

Der Neubau des Empfangsgebäudes auf Bahnhof Lens. Nach einem Bericht in Génie Civil 1928, Nr. 17 vom 28. April, befindet sich die Anlage auf dem Gelände der Kohlengruben; es mußten deshalb, da sich trotz aller Vorsichtsmaßregeln jährliche Bodensenkungen von 10 cm einstellen, besondere Vorkehrungen getroffen werden, um das Gebäude zu sichern. Das Gebäude besteht, wie Abb. 1, 2 u. 3 zeigen, aus 11 einzelnen

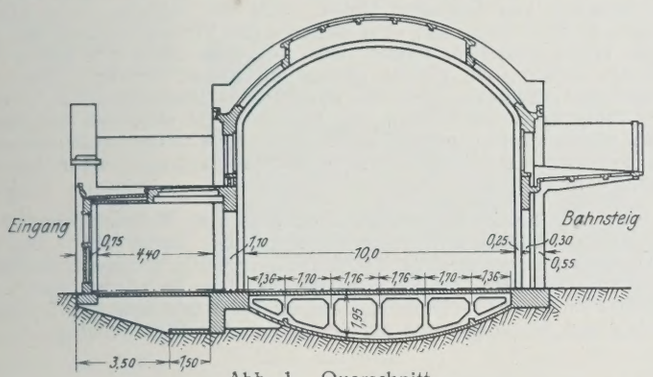


Abb. 1. Querschnitt.

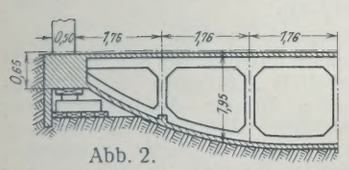


Abb. 2.
Querschnitt durch einen der parabelförmigen Eisenbeton-Fachwerkträger des Gebäuderostes.

Teilen, die aus Eisenbeton hergestellt sind, zu dem 350 kg Portlandzement auf 1 m³ Beton verwendet wurden. Das Ganze ruht auf einem Rost, der aus einzelnen parabelförmigen Eisenbeton-Fachwerkträgern besteht. Die Träger jedes einzelnen Teiles ruhen auf hydraulischen Hebevorrichtungen

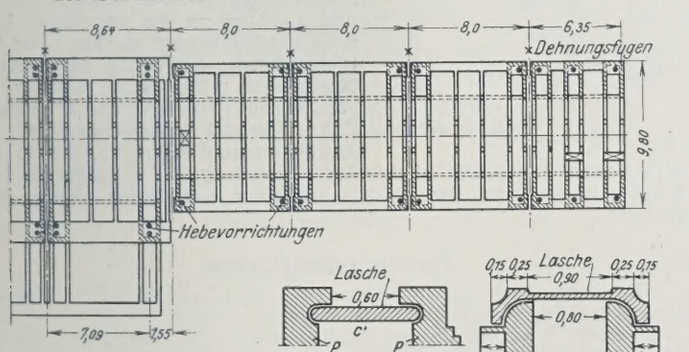


Abb. 3.
Grundriß.

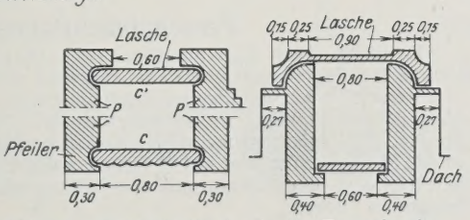


Abb. 4. Querschnitt durch die Fugenlaschen.

auf (Abb. 1, 2 u. 3). In sie sind die Eisenbetonsäulen der einzelnen Gebäudeabteile eingelassen. Jeder Gebäudeteil ist vom anderen genügend weit entfernt, um bei verschiedenartigen Absenkungen ein Anecken zu vermeiden. Das Eisenbetongerippe jedes Teils ist so berechnet, daß es einer einseitigen Absenkung von 25 cm zwischen den anstoßenden Scheiteln der ruhenden Fläche gewachsen ist und die beim Heben auftretenden Kräfte aufnehmen kann. Auch die Außenfüllungen des Eisenbetongerüstes, die Zwischenwände und die Böden jedes einzelnen Teils sind so konstruiert, daß sie seinen Bewegungen beim Senken und beim Heben gewachsen sind, ohne beschädigt zu werden. Der statischen Berechnung wurde eine Nutzlast von 500 kg/m² für die der Allgemeinheit zugänglichen Räume und eine solche von 300 kg/m² für die Diensträume zugrunde gelegt. Aus Abb. 3 ist die Verteilung der hydraulischen Hebeeinrichtungen zu ersehen. Das Gesamtgewicht eines Flügelteils von 8 m Länge beträgt rd. 160 t, womit sich einschließlich des Gewichts des Bahnsteigdaches eine Bodenbelastung von 0,25 kg/cm² ergibt. Beim Heben ruht dann auf jeder der vier Hebevorrichtungen eine Last von rd. 40 t. Jeder Flügelgebäudeteil besitzt vier und jeder Teil des Mittelgebäudes acht Hebevorrichtungen. Jede der Hebevorrichtungen für die Flügelteile leistet 50 t, die des Mittelteils nach dem Bahnsteig zu je 100 t, und die an der Zugangseite des Mittelteils angeordneten Hebevorrichtungen je 75 t. Werden einzelne Gebäudeteile gehoben, so wird der entstandene Hohlraum mit Sand aufgeschwemmt, der in Druckrohren zugeführt wird. Die in „Italit" hergestellten Fallrohre der Regenrinnen sind in einen gemeinsamen, oberhalb der Rostträger und unterhalb des Fußbodens vorgesehenen, in der Gebäudeachse angeordneten Sammelkanal eingeführt; die Verbindungen der Regenrinnen zwischen den einzelnen Gebäudeteilen sind biegsam ausgeführt. Der Sammelkanal dient gleichzeitig der Unterbringung von Kabeln, Wasser- und Heizungsleitungen, und von ihm aus sind die Hebevorrichtungen zugänglich. Die Fugen zwischen den einzelnen Gebäudeteilen sind durch Laschen verschlossen (Abb. 4). Für die Wände und das Dach sind verschiedene Laschenarten vorgesehen. Die ersteren sind zwischen den Pfeilern angeordnet, je eine außen und innen. Die äußeren Laschen sind geriffelt.

Die Hohlräume zwischen den einzelnen Trägern der Gerippe jedes Gebäudeteils sind mit Eisenbetonfüllungen geschlossen, die vom Fundament bis zum Dach aus einem Stück bestehen.

Das ganze Gebäude ist 86 m lang und in seinem Mittelteil 17 m breit. Die beiden Flügel sind je 9,5 m breit und je 25 m bezw. 31 m lang. Mit Ausnahme eines kleinen Teils des rechten Flügels hat das ganze Gebäude kein Stockwerk.

Das Deckengewölbe der Haupthalle, die der Eingangshallen und das Bahnsteigdach sind mit Glassteinen versehen. Die so ausgebildete Fläche ist 600 m² groß, wovon allein auf die Haupthalle 250 m² entfallen. Der Eisenbetonrohbau wurde innerhalb 8 Monaten fertiggestellt. Sch.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (32) Einsturz eines Fabrikgebäudes. In der Lücke zwischen zwei Fabrikgebäuden, die an eine Straße grenzen, hatte der Besitzer durch Maurer der Fabrik an der Straßen- und Hofseite parallele Wände in rd. 12 m Abstand aufführen und diese durch ein primitives Dach verbinden lassen, so daß in Verbindung mit den nicht parallelen Giebelwänden der anschließenden alten Gebäude ein Schuppen von trapezförmigem Grundriß mit 22 m Länge an der Straßenseite und 14,5 m Länge an der Hofseite entstand. Die nördliche Giebelwand lag rechtwinklig zu den Längswänden. Im folgenden Jahre ließ der Fabrikbesitzer im nördlichen Teile des Schuppens durch einen Bauunternehmer rd. 1,2 m über Gelände eine Eisenbetondecke (Plattenbalken) einziehen, deren Stützweite durch Säulen halbiert wurde und die mit den vorhandenen Grundmauern einen Kellerraum bildete. Ein weiterer Ausbau war damals nicht beabsichtigt.

Etwa zwei Jahre später entschloß man sich jedoch, das Gebäude unter Benutzung der vorhandenen Umfassungswände dreigeschossig auszubauen. Die Ausführung der Maurer- und Eisenbetonarbeiten wurde einschließlich Lieferung der meisten Baustoffe dem gleichen Unternehmer übertragen, die Ziegel und der Mauersand sowie die Dachkonstruktion aber vom Bauherrn anderweitig beschafft. Der Bauunternehmer stellte die Zeichnungen und Standsicherheitsberechnung der Decken und Wände auf, die von der Baupolizei genehmigt wurden. Die Decke bestand aus Rippenplatten. Die querlaufenden Rippen waren in der Mitte durch Säulen gestützt. Ein Bauleiter wurde nicht angestellt.

Während man einige Tage nach Entfernung der gesamten Schalung und Stützung und nach Eindeckung des Daches mit den Putzarbeiten im Innern beschäftigt war, stürzte das ganze Gebäude mit Ausnahme der Kellerdecke und eines Teiles der hofseitigen Wand plötzlich ein. Vier Arbeiter wurden schwer, zwei tödlich verletzt.

Anzeichen eines drohenden Einsturzes oder von Überbeanspruchung der Bauteile waren vorher nicht bemerkt worden. Von außerhalb des Gebäudes wurde beobachtet, daß der Einsturz von oben her erfolgte und daß die oberen Ziegel der Straßenfront nach außen flogen. Arbeiter, die sich beim Einsturz im obersten Geschoß befanden, bemerkten übereinstimmend, daß zuerst die Eisenbetondecke unter ihnen gleichzeitig in ganzer Ausdehnung einstürzte und dann erst die Dachkonstruktion nachfolgte. Die obere Decke hatte bei der etwa acht Tage vor dem Einsturz erfolgten Ausschalung ein Alter von rund fünf Wochen, die untere, die erst zwei Tage ausgeschalt war, ein Alter von rund sieben Wochen. Die Schalung der Säulen war — teilweise erst am Einsturztage — entfernt worden, als bereits alle Stützen weggenommen waren. Notstützen sind nicht stehengeblieben. Der Beton war im Verhältnis 1:5 gemischt.

Bei den mehrfachen Ortsbesichtigungen wurde festgestellt, daß der Beton, insbesondere in den Säulen, soweit er seit dem Einsturz dem Luftzutritt entzogen war, einen ungewöhnlich großen Feuchtigkeitsgehalt besaß und sich mit der Hand oder durch Aufschlagen zerbröckeln ließ. An den Stellen aber, die dem Luftzutritt ausgesetzt waren, hatte sich der Feuchtigkeitsgehalt sichtbar vermindert und die Härte erhöht. Die bloßgelegten Rundeisen waren vielfach frei von Mörtelteilchen, was auf geringe Haftfestigkeit schließen läßt. An den Trümmern der Erdgeschoßsäulen wurden bei einem Querschnitt von 30 × 30 cm und einer Längsbewehrung von 4 Rundeisen Durchmesser 12 mm Bügelabstände von 25 bis 42 cm festgestellt.

Die Untersuchung des Betons und der hierzu verwendeten Baustoffe ergab, daß der Portlandzement einwandfrei, die Zuschlagstoffe dagegen ungeeignet waren. Der Gehalt an abschlämmbaren Bestandteilen betrug 5,2 bis 6%. Der Kiessand bestand zu rd. 35%, der Steingrus zu rd. 53% aus Korngrößen von 0 bis 5 mm und zu rd. 50 bezw. 90% aus Korngrößen von 0 bis 10 mm. Wie Versuche erwiesen, ließ sich mit diesen ungeeigneten Zuschlagstoffen bei dem zum Bau verwandten Mischungsverhältnis (in R.-T.) 1 Zement : 1²/₃ Kiessand : 3¹/₃ Steingrus die in den Eisenbetonbestimmungen von 1916 vorgeschriebene Druckfestigkeit überhaupt nicht erreichen. Die Versuche ergaben für Würfel von 15 cm

Kantenlänge nach 28 Tagen i. M. 109 kg/cm² und nach 45 Tagen i. M. 122 kg/cm² Druckfestigkeit. Die Umrechnung für Würfel mit normenmäßiger Kantenlänge von 20 cm ergibt einen Vergleichswert von nur 100 kg/cm² nach 28 Tagen. Die Prüfung von mehr als drei Monate alten Betonstücken, die den Trümmern verschiedener Bauteile entnommen waren, ergab folgende Druckfestigkeiten: für die Säulen i. M. 40, die Platten i. M. 92, die Unterzüge 56 kg/cm². Die hier gefundenen Werte sind jedoch wegen der nach dem Einsturz infolge des freieren Luftzutritts eingetretenen Nacherhärtung wahrscheinlich größer, als sie im Bauwerk im Augenblick des Einsturzes waren.

Die Standsicherheitsberechnung, die von dem nach dem Einsturz zugezogenen Sachverständigen geprüft wurde, und die sonstigen Planungsunterlagen erwiesen sich als mangelhaft. Die Berechnung enthielt grobe Fehler, so daß nach Aufbringen der Nutzlast die Beanspruchungen an vielen Stellen die vorhandene geringe Druckfestigkeit des Betons erheblich überschritten haben würden. Unter dem Einfluß der Eigenlast, die allein im Augenblick des Einsturzes auf das Bauwerk wirkte, erreichten die Spannungen jedoch i. M. erst die Hälfte der geringen vorhandenen Bruchfestigkeit, so daß eine Überbeanspruchung des Betons nicht der unmittelbare Grund für den Einsturz gewesen sein kann. Auch der vorgefundene große Bügelabstand in den Erdgeschoßsäulen bedingte an sich nicht ein Ausknicken der Längseisen und dadurch eine Zerstörung der Säulen. Es mußte also noch ein äußerer Anlaß hinzugetreten sein, um den Einsturz zu ermöglichen.

Nach dem inzwischen unter sachkundiger Leitung erfolgten Wiederaufbau des Gebäudes zeigten sich Senkungen und Risse in den Umfassungswänden. Nunmehr angestellte Untersuchungen des Bodens ergaben, daß das Gebäude offenbar über einem alten Bachbett errichtet war, dessen Sohle aus Kalksteingeschiebe mit großen Steinen und Hohlräumen sowie zeitweise wasserführenden Spalten bestand und das später durch eine Mutterbodenschicht von 0,2 bis 2,8 m Stärke, unter Kellerboden gemessen, eingeebnet worden war. Die größte Stärke der Mutterbodenschicht fand sich unter der seinerzeit von den Fabrikmaurern aufgeführten Wand an der Straßenseite, während bei der vom Bauunternehmer ausgeführten Gründung der Kellergeschoßsäulen schon unter einer nur 20 cm starken Mutterbodenschicht das bei äußerlicher Untersuchung tragfähig erscheinende Kalksteingeschiebe angetroffen wurde. Der Bauunternehmer hatte also keine Gelegenheit gehabt, durch eigene Wahrnehmung zu erkennen, daß die Tragfähigkeit des Bodens unter der Straßenfront für die Gründung des dreistöckigen Gebäudes nicht ausreichte, während die Fabrikmaurer seinerzeit keine Bedenken zu tragen brauchten, die damals nur geplante leichte Wand auf den vorgefundenen schlechten Baugrund zu setzen. Da sich an dieser Wand und auch an den benachbarten, teilweise ebenfalls dreistöckigen Gebäuden, die sogar weniger tief gegründet waren, keine Senkungen oder Risse zeigten, glaubte der Bauunternehmer annehmen zu können, daß die bei der Gründung der Kellersäulen vorgefundenen Bodenverhältnisse unter dem ganzen Gebäude die gleichen seien.

Nach dem Urteile des Sachverständigen ist die Überschreitung der Tragfähigkeit des Baugrundes unter der Straßenfront die unmittelbare Ursache des Einsturzes gewesen, wofür auch die vorgefundene Verformung und Schiefstellung der straßenseitigen Grundmauern sprechen. Die Senkung der straßenseitigen Wand würde auch bei einwandfreier Ausführung der Eisenbetonkonstruktion zum Einsturz geführt haben. Diese Überschreitung der Tragfähigkeit könne sich sehr wohl in einem plötzlichen Nachgeben des Baugrundes geäußert haben, so daß sich vor dem Einsturz keine Anzeichen drohender Gefahr gezeigt zu haben brauchen. Dem Bauunternehmer könne also deswegen, weil er die Senkung nicht rechtzeitig erkannt habe, keine Fahrlässigkeit nachgewiesen werden. Der Bauherr erklärte, die Beschaffenheit des Untergrundes nicht gekannt zu haben. Nach dem Urteil des Sachverständigen wäre der Einsturz voraussichtlich auch eingetreten, wenn der Bauherr beim Weiterbau einen Bauleiter hinzugezogen hätte, da dieser mangels äußerer Anzeichen für die Unzuverlässigkeit des Baugrundes diesen wohl auch nicht untersucht haben würde. Bei dem Bau der Grundmauern habe wegen der Einfachheit der Aufgabe keine Veranlassung vorgelegen, einen Bauleiter hinzuzuziehen, da damals nur der Bau eines einstöckigen Schuppens geplant war.

Da den Beteiligten eine unmittelbare Schuld an dem Unglück nicht nachzuweisen war, wurde das Verfahren gegen sie eingestellt. We.

Der zweite Binnenhafen von Scheveningen. Der neue Hafen von Scheveningen ist schmaler aber auch viel länger als der bestehende, dessen Größe 420 × 162 m beträgt. Die neue Anlage erhält nach dem „Nieuwe Rotterdamsche Courant“ 1928 vom 25. Januar ein Ausmaß von 800 × 85 m. Der alte Hafen bietet 400 m Kailänge und weitere 400 m Landungsbrücken, während die Länge der Kaimauern des neuen Hafens 1600 m betragen wird. Die Kaimauer bildet drei Seiten des Hafens. Im Westen, wo fünf Schiffswerften von 150 m Länge geplant sind, besteht der Abschluß aus einer Steinböschung. Die mittlere Tiefe des Hafens ist 3,5 m (3 m bei Nieder- und 4,75 m bei Hochwasserstand). Zwischen dem neuen Hafen und dem Ablaufkanal besteht ein kurzer Verbindungskanal mit Schleuse und Brücke. Die Verbindung zwischen dem ersten und zweiten Hafen wird durch einen Kanal von 180 m Länge und 20 m Breite gebildet.

Mit der Ausführung dieses Bauprogramms wurde im August/September 1925 begonnen. Gegenwärtig ist die Kaimauer fertiggestellt. Die Ausgrabung des Hafens ist zum größten Teil beendet.

Die Herstellung der Kaimauer war ungemein schwierig. Die Kaimauer hat eine Kronenbreite von 1 m, während sie an der Hafensohle eine Breite von 3,5 m aufweist und auf einem Fundament von 4,5 m Stärke ruht. Sie besteht nicht aus einem Stück, sondern aus Feldern von 20 m Länge, die derart ineinandergreifen, daß ein gewisser Spielraum für Erscheinungen als Folge von Temperaturschwankungen (Ausdehnen und Schrumpfen) vorhanden ist. Im Gegensatze zum ursprünglichen Plan wurde unbewehrter Beton verwendet. Insgesamt wurden 25000 m³ Beton verarbeitet. Diese Arbeiten waren im Oktober 1926 beendet. Im gleichen Jahre sind die Werftanlagen im westlichen Hafen fertiggestellt worden. Von den rd. 300 000 m³ Sand, die aus dem künftigen Hafenbecken entfernt wurden, ist ein großer Teil zur Aufschüttung von Baugelände verwandt worden. Insgesamt waren Anfang Januar 1928 noch 50 000 bis 100 000 m³ Sand auszugraben und abzubefördern. Gegenüber den ursprünglichen Arbeitsplänen hat man demgemäß ein volles Jahr mehr als vorgesehen gebraucht.

Das Arbeitsprogramm hatte aber auch vorgesehen, daß bis Anfang 1928 der Ablaufkanal fertiggestellt und der Verbindungskanal in der Ausführung begriffen sein sollte. Mit beiden Arbeiten wurde bisher noch nicht begonnen. Dies ist auf einen Beschluß zurückzuführen, der die Herstellung der Verbindung mit dem Ablaufkanal aus finanziellen Gründen hinausschiebt.

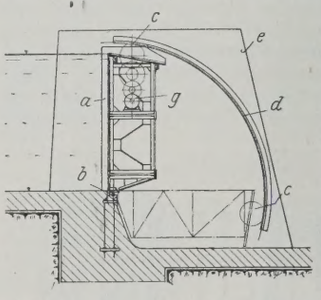
Nach den vorliegenden Plänen soll die Schleuse zwischen dem zweiten Hafen und dem Ablaufkanal gebaut werden und gleichzeitig einen Teil des Seewehrs von Delftland bilden. Soll die Schleuse nicht gebaut werden, so kann man nicht ohne weiteres eine Verbindung zwischen den beiden Häfen herstellen, sondern man muß diese durch eine andere Anordnung ersetzen, die gleiche Dienste zu leisten vermag. Über den Verlauf der Verbindung zwischen den beiden Häfen konnte auch noch keine Einigung erzielt werden, und hieraus ergibt sich, daß der zweite Hafen von Scheveningen nicht am Ende von 1928 fertiggestellt sein wird, wie man es seinerzeit bei der Annahme des Bauprogramms in Aussicht gestellt hatte. W.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. September ausgegebene Heft 18 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Die Kirche auf dem Tempelhofer Feld. — „Die Technische Stadt“. — Leipziger Baumesse. — Dipl.-Ing Jaekel: Die Ausbildung der Techniker im Bau- und Siedlungswesen auf den technischen Mittelschulen.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Drehbares Schütz mit mechanischem Antrieb. (Kl. 84a, Nr. 455 676 vom 7. 11. 1925, von Maschinenfabrik Eßlingen in Eßlingen.)



Um die für die Antriebsvorrichtung erforderlichen Aufbauten zu vermeiden und die Pfeiler möglichst zu entlasten, wird der maschinelle Antrieb drehbarer Schützen innerhalb des beweglichen Schützenkörpers untergebracht. Das Schütz *a* ist um die Achse *b* drehbar und kann bis in die wagerechte Lage nach abwärts bewegt werden. Das Getriebe für die Bewegung des Schützes besteht aus einer vom Motor *g* angetriebenen Vorgelegewelle *f*, an deren Enden Zahnräder *c* angeordnet sind, die in Zahnkränze *d* eingreifen, die an den Wehrpfeilern *e* befestigt sind. Zur Verstellung des Schützes in jede beliebige Lage wird der Antrieb mit einer elektrischen Bremse ausgerüstet.

Personalnachrichten.

Preußen. Dem Regierungsbaumeister (W.) Spener in Berlin ist eine planmäßige Regierungsbauratstelle verliehen worden.

Versetzt sind: der Regierungs- und Baurat (W.) Karl Marx von der Wasserstraßendirektion in Hannover an die Oderstrombauverwaltung in Breslau, der Regierungsbaurat (W.) Knauth vom Wasserbauamt in Glogau an das Staubeckenbauamt in Ottmachau und der Regierungsbaumeister (W.) Koenig von der Oderstrombauverwaltung in Breslau an das Wasserbauamt in Glogau.

Der Regierungsbaumeister (W.) Carp (bisher beurlaubt) ist auf seinen Antrag aus dem Staatsdienste entlassen worden.

Bayern. Der Bauamtmann des Straßen- und Flußbauamtes München F. Düll, verwendet an der Landesstelle für Gewässerkunde mit dem Titel eines Regierungsbaurates auf die Dauer dieser Verwendung, ist in etatmäßiger Weise in gleicher Diensteseigenschaft für die Bauleitung besonderer dringlicher Neubauten an das Straßen- und Flußbauamt Weilheim berufen worden.

INHALT: Neuere Wasserkraftanlagen in Italien. — Der Bau der Umschlaganlage für Kali in Harburg-Wilhelmsburg (Schluß). — Einiges vom neuzeitlichen japanischen Brückenbau. — Vermischtes: Ministerial-Erlaß betr. Eisenbetonbestimmungen vom 30. VIII. 1928. — Merkblatt für die Schiffahrt im polnischen Korridor. — Technische Hochschule Breslau. — Technische Hochschule Dresden. — Ministerialdirektor Ottmann 70 Jahre alt. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Eisenbahnen und Hafenanlagen in Persien. — Hebung der Wilhelmsbrücke in Rotterdam. — Neubau des Empfangsgebäudes auf Bahnhof Lens. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. (32) Einsturz eines Fabrikgebäudes. — Zweiter Binnenhafen von Scheveningen. — Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 5. Oktober 1928 | Heft 43

Alle Rechte vorbehalten.

Die Hindenburgbrücke über das Seltenreintal in Löbau (Sachsen).

Von Regierungsbaudirektor **Eichler**, Schwarzenberg.

Die Staatsstraßen, die von Zittau und von Rumburg nach Löbau führen, vereinigen sich an der südlichen Bebauungsgrenze von Löbau, am sogenannten „Rundteil", und dringen als äußere Zittauer Straße weiter in das Stadtinnere vor. Die Teilstrecke km 0,0 bis 0,5 der Staatsstraße Löbau—Zittau in Stadtflur Löbau führt vom hochgelegenen Rundteil mit größter Steigung 1 : 12,5 in das etwa 18 m tief eingeschnittene Seltenreintal hinab und windet sich mit geringster Verkehrsbreite von 5,2 m in der engbebauten Ortslage oberhalb der Heiligen-Geist-Kirche mit gleich ungünstigen Steigungen und Krümmungen am stadtseitigen Hang nach dem Theaterplatz empor.

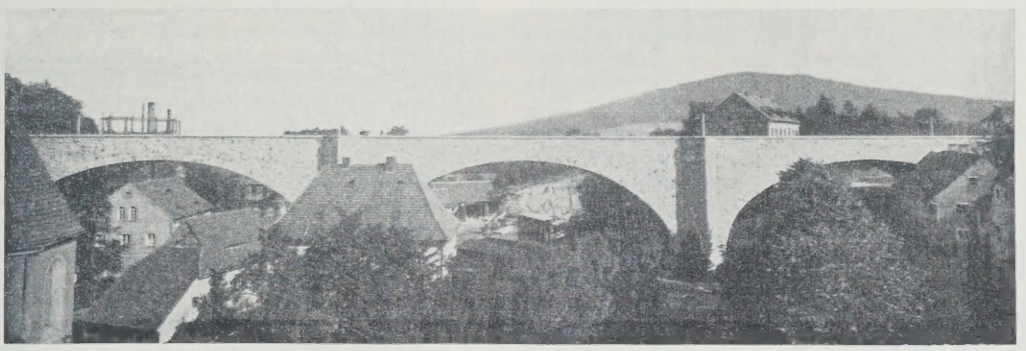


Abb. 1. Gesamtansicht der Hindenburgbrücke von Westen.

Diese Übelstände sind bereits vor Eintritt des in den Nachkriegsjahren stärker einsetzenden Kraftwagenverkehrs ein starkes Verkehrshindernis des Durchgangsverkehrs von Löbau in Richtung Zittau und Rumburg gewesen und drängten zu einer Verlegung dieser Staatsstraßenstrecken mit Beseitigung der verlorenen Steigung zwischen Theaterplatz und Rundteil durch Überbrückung des 18 m tiefen Seltenreintales. Die Vorarbeiten dazu sind bereits in den Jahren 1905 und 1906 vom Straßen- und Wasserbauamt Zittau geleistet worden; die Planung wurde im Jahre 1912 von der Straßenbaudirektion des sächsischen Finanzministeriums baureif bearbeitet; die Durchführung wurde durch den Weltkrieg und die nachfolgenden wirtschaftlichen Mißverhältnisse zurückgestellt.

Im März des Jahres 1926 nahm das Finanzministerium die Planung wieder auf, ordnete, da der im Jahre 1912 festgestellte Entwurf nicht mehr den neuzeitlichen Belastungsnormen und Verkehrsverhältnissen ge-

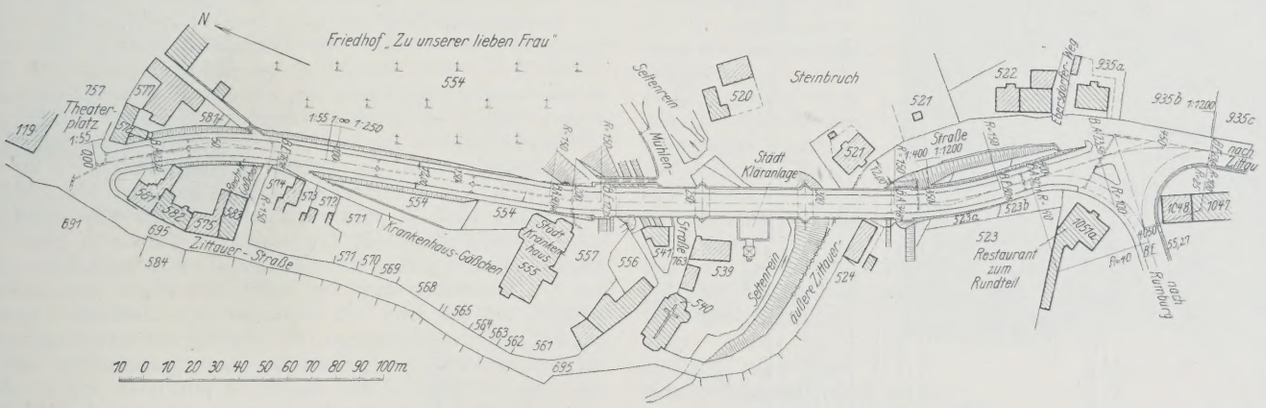


Abb. 2. Lageplan der Neubaustrecke.

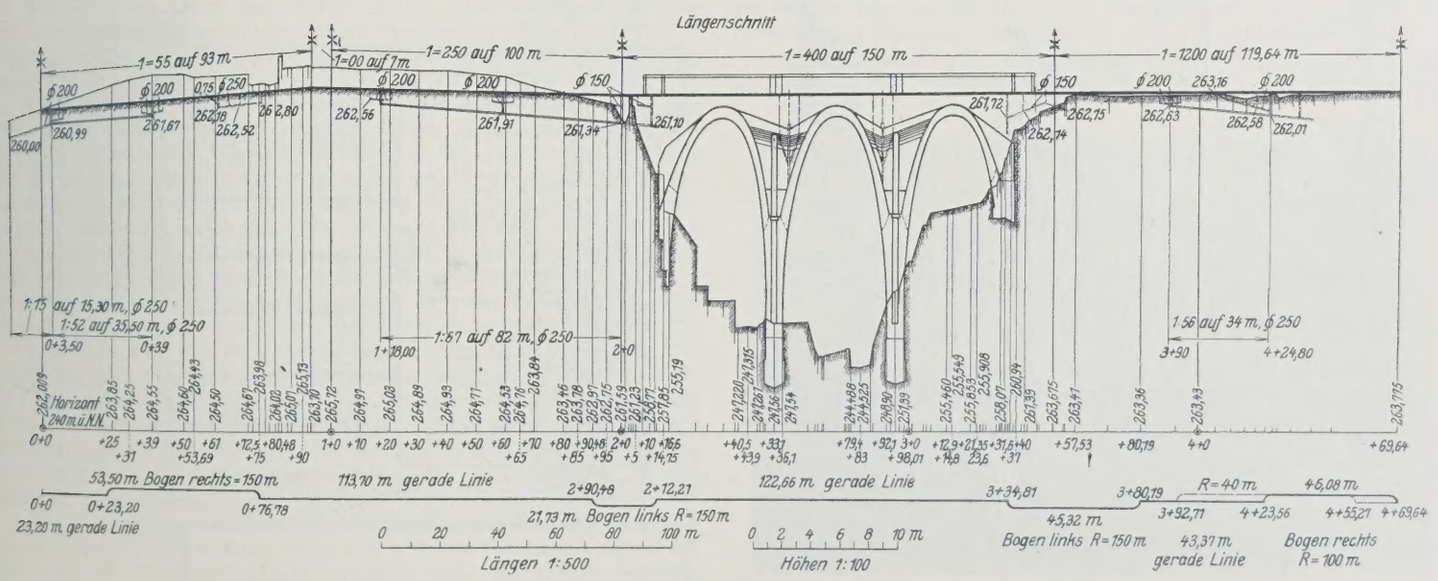


Abb. 3.

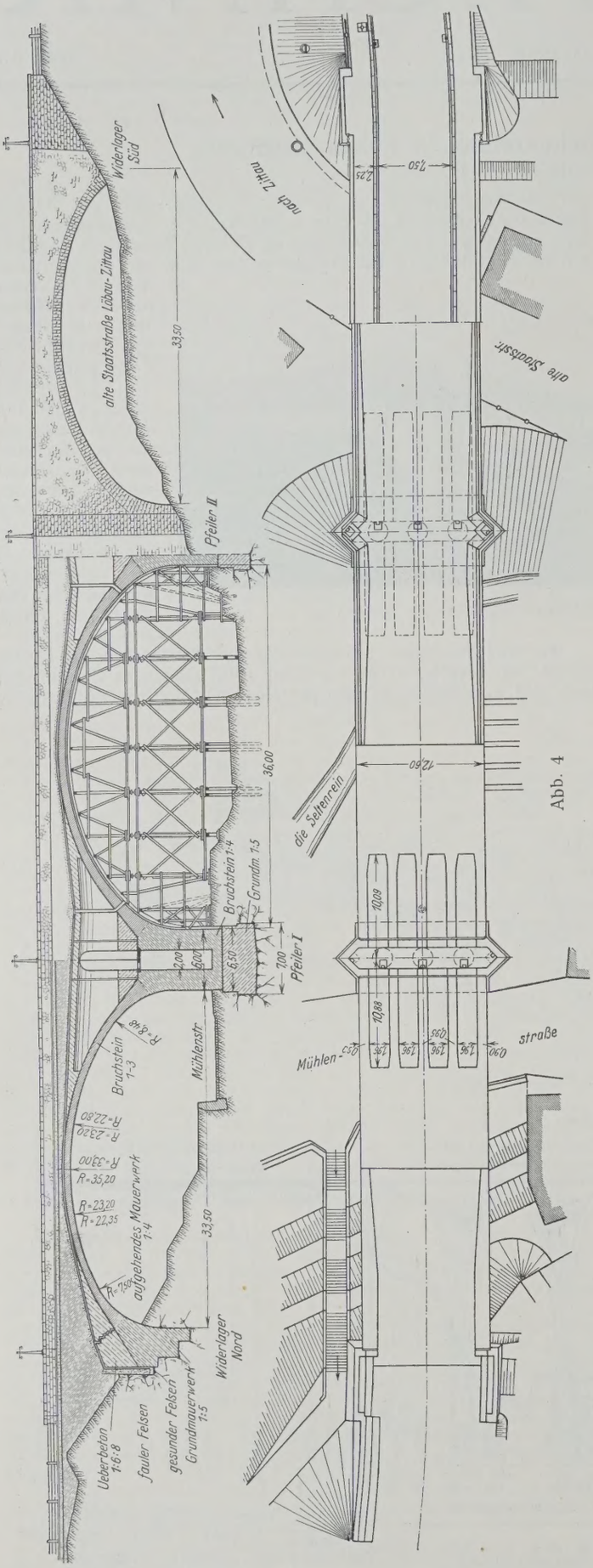


Abb. 4

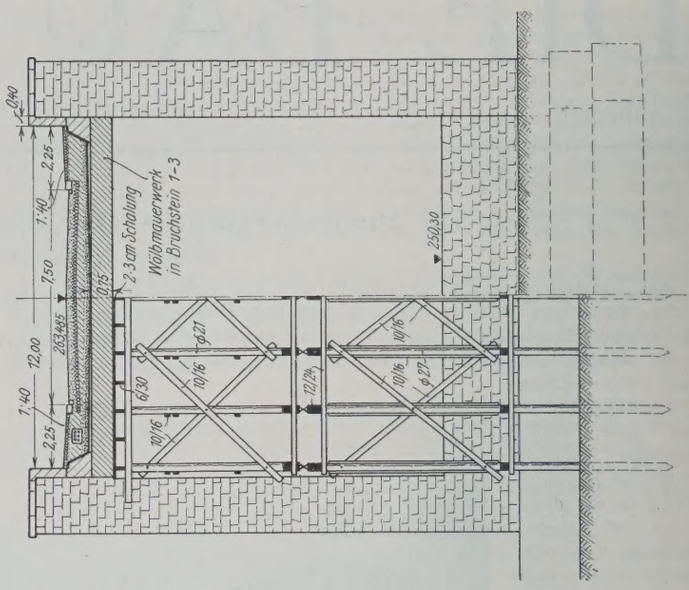


Abb. 7. Schnitt durch den Gewölbescheitel.

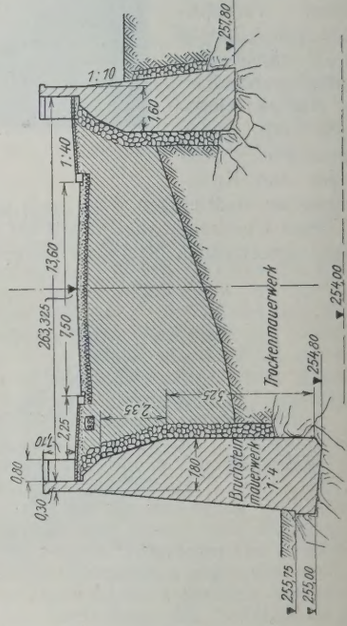


Abb. 6. Schnitt durch ein Widerlager.

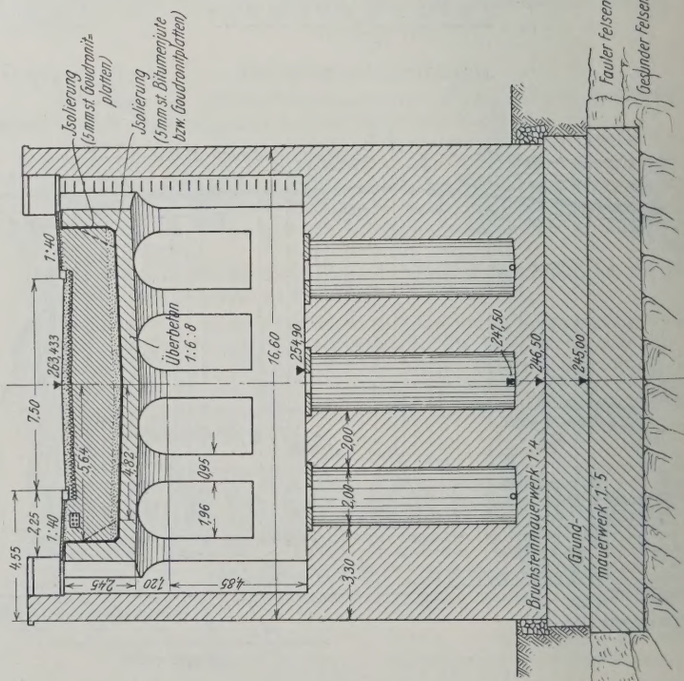


Abb. 5. Schnitt durch einen Pfeiler.

nügte, die Neubearbeitung und Ende Mai 1926 deren Durchführung an. An der künstlerischen Ausgestaltung der Seltenreintalbrücke (Abb. 1) hat die staatl. Hochbaudirektion des Finanzministeriums mitgewirkt; durch die Verwendung des Lausitzer Granites als Baustoff waren Form und Kleid der Brücke gegeben.

Die Neubaulinie (Abb. 2) zweigt vom Theaterplatz Löbau in schlanker Kurve mit 150 m Krümmungshalbmesser ab, durchschneidet das östliche Gelände des alten Friedhofes, überquert das 18 m tiefe Seltenreintal und mündet bei km 0,5 mit einem Halbmesser von 150 m in die alte Löbau-Zittauer Staatsstraße wieder ein.

Die Rumburger Staatsstraße wird mit einem Krümmungshalbmesser von nur 40 m an die südliche Brückenrampe angeschlossen; auf einen günstigeren Anschluß der letzteren nach den neuzeitlichen Grundsätzen für den Durchgangsverkehr mußte durch die Rücksicht auf das Rundteil-restaurant, das außerdem sieben Parteien Wohnung gibt, zurzeit verzichtet werden, soll jedoch in dem künftigen städtischen Bebauungsplan für das Rundteilgelände verankert werden.

Der Durchgangsverkehr wird vom Theaterplatz aus nach wie vor über den Markt, von da durch die einspurige innere Bautzener Straße in Richtung Bautzen weitergeleitet werden. Die starken Verkehrshemmungen des Durchgangsverkehrs im Stadtinnern werden erst beseitigt bezw. umgangen werden, wenn durch Verlängerung der nördlichen Brückenstraße vom Theaterplatz über die Teichpromenade nach dem Neumarkt mit Anschluß an die städtische äußere Bautzener Straße eine Ableitung des Verkehrs aus dem Zentrum der Stadt auf den inneren Ring sicher gestellt sein wird. Die Planung dazu ist von der Stadt Löbau gemeinsam mit dem staatlichen Neubauamt Löbau aufgestellt worden und soll dem Vernehmen nach in den nächsten Jahren verwirklicht werden.

Die Seltenreintalbrücke.

Das Hauptbauwerk der 470 m langen Neubaustrecke (Abb. 3) ist die 18 m über Gelände hohe Seltenreintalbrücke (Abb. 4 bis 7) mit drei Öffnungen von 36 und zweimal 33,5 m zwischen 6 m starken Gruppenpfeilern weitgespannten, im Scheitel 75 cm, an den Kämpfern 1,30 m starken eingespannten Gewölben; die Pfeiler und Widerlager sind in dem gewachsenen Granitgebirge der Talsohle und der beiderseitigen Hänge gegründet. Die Grundplanung sah eine Verkehrsbreite von 9 m vor, von denen 6 m auf die Fahrbahn, zweimal 1,5 m auf die Fußgangbahnen entfallen sollten. Der in der Nachkriegszeit stärker einsetzende Durchgangsverkehr und die Vorausberechnung der in Zukunft erwarteten Verkehrssteigerung begründete eine Erweiterung der ursprünglich angenommenen Verkehrsbreiten und Annahme der durch die deutschen Industrienormen gegebenen Grundmaße für Brücken erster Ordnung mit städtischem Verkehr, d. h. 7,5 m Fahrbahnbreite für dreispurige Durchgangstraßen und zweimal 2,25 m breite Fußgangbahnen mit zusammen 12 m Verkehrsbreite.

Die Gewölbe sind aus Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 1:3 hergestellt. Durch Anordnung von Längs- und Querspandrilgewölben sind Eigengewicht und Baukosten der Brücke tunlichst niedrig gehalten worden. Die Stirnmauern sind durch Ankereisen und Steinverzahnung mit den Hauptgewölben verbunden. Zur Aufnahme des quer auf die Gewölbe bezw. Stirnmauern wirkenden Schubes der Längsspandrilgewölbe und des Erddruckes der Hinterfüllung sind rechtwinklig zur Brückenachse Bewehrungseisen in den Überbeton der Haupt- und Spargewölbe eingelegt, um ein Abreißen der unter den Stirnmauern liegenden Gewölbestreifen von dem mittleren Gewölbebande zu verhindern. Den seitlichen Abschluß der Brücke bilden 9,5 m lange Flügelmauern. Die Brüstungen bestehen aus 0,30 m starkem, zweihäuptigem Granitmauerwerk und sind mit 0,20 m starken, außen 0,10 m vorstehenden, roh gerissenen Granitplatten abgedeckt.

Die liegenden Flächen des Brückentroges sind durch 4 bis 5 mm starke Bitumenjuteplatten, die steigenden Flächen mit einer Lage Goudronitpappe Nr. 45 gedichtet. Diese Isolierschicht ist mit einer Ziegelflachschicht und gleichstarkem Betonestrich abgedeckt, weil erfahrungsgemäß bei der Hinterfüllung der Brücke oft Beschädigungen vorkommen. Auf die Decklage der Isolierung wurde eine 0,20 m starke Drainage, bestehend aus einer 0,15 m starken Klarschlag- und 0,05 m starken Feinschlagschicht, aufgebracht; in diese wasserdurchlässige Schicht wurde ein Netz von Saugröhren gelegt und dessen Hauptstrang nach den in den Tiefpunkten liegenden, mit Entwässerungshauben versehenen Abfallrohren geleitet, die durch das Gewölbe des Mittelbogens hindurch ins Freie ausgießen. An den Widerlagern wird das Sickerwasser durch Drainagerohre seitlich durch die Flügelmauern hindurch abgeführt. Die Tagewässereinläufe der mittleren Brückentafel sind durch Rohrstutzen an die Sickerwasserabfallrohre des mittleren Bogens angeschlossen; die der seitlichen Brückenschenkel und Widerlager führen in die Längsschleusen der Brückenstraßen an das städtische Schleusennetz ab.

Die Fahrbahn ist zunächst als wassergebundene Schotterdecke hergestellt, während die erhöhten, durch 0,30 m breite Granitborte begrenzten Fußwege mit Plänermosaikpflaster befestigt sind. Unter dem östlichen Fußweg liegen acht lochige Formstücke für Postkabel; weitere Leitungen außer dem Lichtkabel für die Brückenbeleuchtung sind nicht in die Brücke eingelegt.

Die statische Berechnung der Brücke bietet nichts Besonderes. Die Seitengewölbe sind als einhüftige Bogen ausgebildet, um für die alte Staatsstraße unter dem dritten Bogen die erforderliche Durchfahrthöhe sicherzustellen. Die größten Spannungen wurden mit 30,79 kg/cm² Druck und 2,37 kg/cm² Zug ermittelt.

Die Bauausführung.

Am 20. September 1926 wurden die Gründungsarbeiten für die Pfeiler und Widerlager begonnen. Diese sind fest in dem gewachsenen Felsen der Talsohle und Hänge gegründet. Die Arbeiten am Pfeiler I an der Mühlenstraße gingen glatt von statten, da die feste Felssohle bereits i. M. 4 m unter Gelände und Grundwasser überhaupt nicht angetroffen wurde, während Grund- und Hangwasser den Fortgang der Arbeiten am Pfeiler II an der Seltenrein sehr erschwerte. Um auch hier vor Eintritt des Frostes die Gründung sicher- und fertigzustellen, wurden Doppelschichten angeordnet. Die über 10 m tiefe Baugrube an dem steilen Talhang mußte gut und stark ausgesteift werden. In Tag- und Nachtschichten wurde mit zwei Diaphragmapumpen das Wasser aus der Baugrube gehoben und mittels Aufzuges die eingebrochenen zähflüssigen, schlammigen Hangmassen gefördert. Die Baugruben der Widerlager wurden gleichzeitig ausgehoben und ohne Schwierigkeiten freigelegt, da die Felssohle teilweise zu Tage lag. Mitte Januar, bei Eintritt des ersten Frostes des milden Winters 1926/27, waren die Pfeiler und Widerlager bis zu den Kämpfern hochgeführt und anschließend das Lehrgerüst für den südlichen, den mittleren und schließlich für den nördlichen Brückenbogen aufgestellt. Günstig für die Förderung des Brückenbaues war die Möglichkeit, den unmittelbar neben der Baustelle gelegenen Granitsteinbruch von Kralik auszunutzen, der im wesentlichen das Steinmaterial für das Mauerwerk lieferte, ein zäher, feinkörniger Granit, der bei Verwendung des erstklassigen Oppelner Zementes eine Steigerung der in den Deutschen Normen festgelegten Festigkeiten gestattete. Mittels Schrägaufzuges wurden die Steinmassen aus dem Bruch gezogen und mit Druckwasser gereinigt. Für die Mörtel- und Betonbereitung waren zwei elektrisch angetriebene Mischmaschinen aufgestellt. Der fertige Mörtel und Beton wurde mit Muldenkippern an die Verwendungsstellen befördert. Zwei Aufzüge ermöglichten in Verbindung mit einem vier Stockwerke hohen Transportgerüst eine schnelle und zweckmäßige Verteilung der Baustoffe auf der Baustelle (Abb. 8).

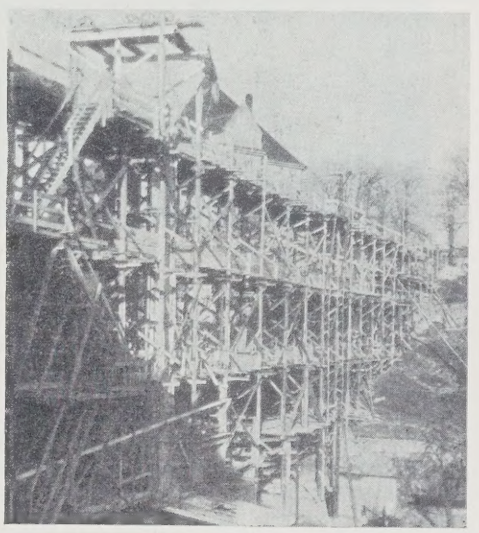


Abb. 8.

Die Lehrgerüste sind mit einer Überhöhung von 5 cm im Scheitel aufgestellt worden. Jeder Bogen erforderte infolge der verschiedenartigen

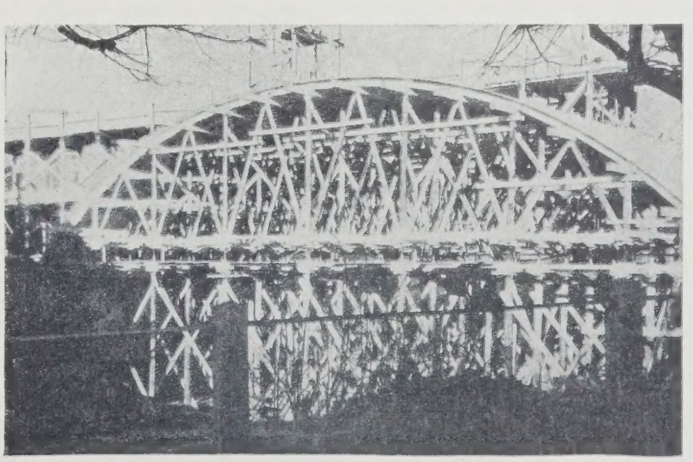


Abb. 9.

Geländebeschaffenheit und der Rücksichtnahme auf den Durchgangs- und Ortsverkehr eine andere Gerüstkonstruktion. Abb. 9 zeigt das Lehrgerüst des Mittelbogens. Der Unterbau besteht aus 35 cm starken eisenbeschuhten Pfählen, die bis auf den Felsenuntergrund geschlagen wurden, zum Teil innerhalb der städtischen Kläranlage stehen. Den Mittelbau bilden etwa 30 cm starke, untereinander gut verstrebte Holzstempel, die die Spindeln tragen, auf denen der Oberbau ruht. Der Oberbau ist ein Strebenwerk, das eine gute, klare Lastverteilung bewirkt. Biegungsbeanspruchungen sind vermieden worden. Ähnlich dem Mittelbogen ist das Lehrgerüst des nördlichen Seitenbogens ausgebildet, während das Gerüst des südlichen Bogens zur Aufrechterhaltung des starken Durchgangsverkehrs auf der alten Staatsstraße in und von Richtung Zittau und Rumburg durch zwei einspurige Durchfahrten für den Fahrverkehr und einen Durchgang für Fußgänger untertunnelt werden mußte. Die Schräglage der alten Staatsstraße und der Durchfahrten hatten zur Folge, daß jeder der sieben Bogenbinder anders ausgebildet werden mußte. Daß während der Bauzeit nicht ein einziger Verkehrsunfall geschah, Verkehrshemmungen nach Möglichkeit vermieden wurden, obwohl die alte Staatsstraße an dieser Stelle starkes Gefälle und schroffe Krümmung besitzt, ist in der Hauptsache auf die zweckmäßige Lösung zur Trennung und Durchführung des Verkehrs zurückzuführen.

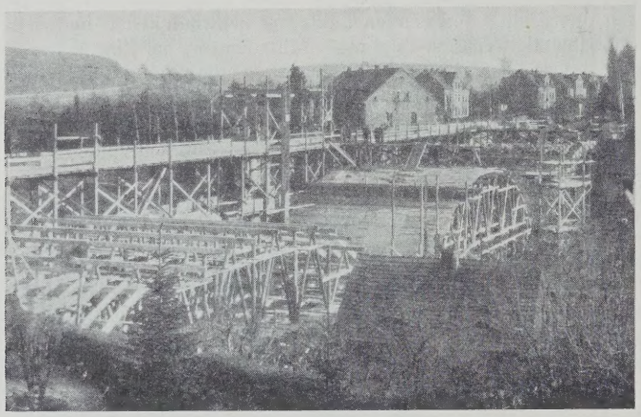


Abb. 10. Blick auf das Lehrgerüst.

Das Lehrgerüst (Abb. 10) erforderte einen Holzaufwand von etwa 900 m³ Holz. Jede der 180 Spindeln hatte eine Last von rd. 19 t aufzunehmen. Das gesamte Lehrgerüst wurde in zwei Monaten aufgestellt. Die Lehrbogen wurden zwischen ihren Viertelfugen 1 m hoch mit Bruchsteinen belastet.

Die Gewölbe sind in Bruchsteinmauerwerk in Zementmörtel 1:3 hergestellt. Jedes Gewölbe wurde in 17 Arbeitstagen fertiggestellt, die durchschnittliche Arbeitsleistung an Wölbmauerwerk betrug 28 m³. Um durch Formänderungen und Arbeitserschütterungen des Lehrgerüstes Neben- und Vorspannungen im Gewölbe zu vermeiden, wurden die einhäuptigen Seitengewölbe in fünf, das Mittelgewölbe in sechs Lamellen aufgeteilt, die mit verzahnten Wölblücken in voller Gewölbestärke getrennt auf dem Lehrgerüst ruhten. Den Schluß dieser Wölblücken zeigt Abb. 11.

Die bei der Ausrüstung vorgenommenen Messungen mit Nivellierinstrument ergaben Senkungen von 1 bis 6 mm. Da die einzelnen Bogen bei sehr unterschiedlichen Temperaturen und Witterungsverhältnissen ausgerüstet wurden, sind diese Werte untereinander nicht vergleichbar. Irgendwelche Risse, auch Haarrisse, haben sich nirgends gezeigt. Die einzelnen Bogen konnten nacheinander ausgerüstet werden, da die 6 m breiten Pfeiler als Gruppenpfeiler wirkten. Die Absenkung der Lehrgerüstbinder geschah durch Abdrehen der Spindelreihen von den Scheiteln aus, fortschreitend nach den Kämpfern, die mittleren bereits abgedrehten Spindelreihen immer wieder mitnehmend, nach bekanntem Schema.

Nach dem Ausrüsten der Brückengewölbe wurden die Stirnmauern bis zur Brüstungsunterkante hochgeführt und die Rückenflächen der Gewölbe, der Stirnmauern und des Überbetons mit Zementmörtel 1:4 verputzt, glatt verrieben und der Brückentrog in der bereits geschilderten Weise sorgfältig gedichtet und entwässert.

Die in und über den Pfeilern angeordneten Hohlräume sind in ihren Abmessungen aus dem beigefügten Brückenlängsschnitt ersichtlich. In den tiefsten Punkten der Pfeileraussparungen sind Entwässerungsrohre eingelegt, die sich sammelndes Schwitzwasser nach dem Seltenreinbach ableiten. Die Sparräume sind von der Fahrbahn aus durch Einsteigschächte begehbar.

Die Gewölbe wurden auf Schalung gearbeitet, die Leibungsflächen nach Ausrüstung entgratet und mit Zementmilch zweimal geschlämmt. Auf Stocken der Leibungsflächen mit Druckluftstockhämmern wurde aus Ersparnisgründen verzichtet, da die im Mischungsverhältnis 1:3 mit dem vorzüglichen Groschwitzer Zement hergestellte Putzschicht außerordentlich fest und hart war.

Der Charakter der Ansichtflächen wurde durch die Eigenschaften des verwendeten Granitgesteins bedingt. Pfeiler, Widerlager und Gewölbeansichten sind in Quadermauerwerk, Brüstungen und Stirnmauern in Polygonalverband ausgeführt. Die Fugen sind 3 cm breit verschweißt.

Während der gesamten Bauzeit ist keinerlei Unfall eingetreten, eine Folge der guten und straffen Organisation auf der Baustelle.

Bei Durchführung der Bauarbeiten für die gesamte Verlegungsstrecke sind zusammen rd. 6000 m³ Fels- und Erdmassen bewegt, 7100 m³ Bruchstein- und Betonmauerwerk geleistet worden; für Lehr- und Transportgerüste sind rd. 1000 m³ Holz notwendig gewesen. Für die Durchführung der am 1. August 1926 vom Finanzministerium angeordneten Bauarbeiten war eine Bauzeit von $1^1/_2$ bis 2 Jahren vorgesehen; die wirkliche Bauzeit betrug nur 11 Monate mit 34 500 Tagewerken, von denen 32 000 von vom Arbeitsnachweis Löbau überwiesenen Erwerbslosen geleistet worden

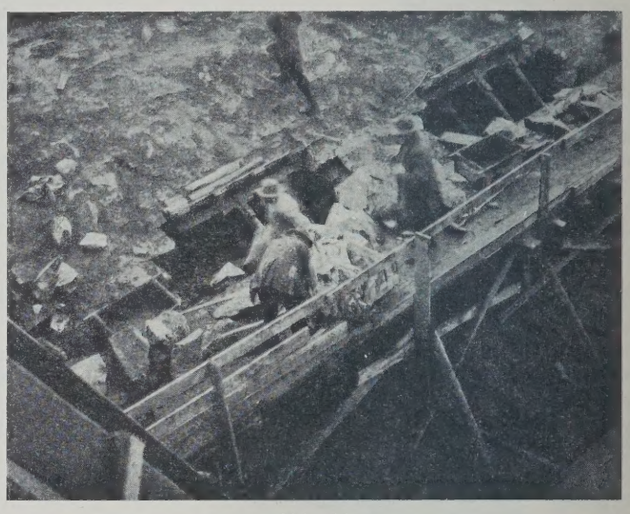


Abb. 11.

sind. An 308 Arbeitstagen haben 124 Mann täglich Beschäftigung gefunden. Die günstige Witterung der Wintermonate 1926/27 gestattete eine nur in den Weihnachtswochen auf 14 Tage unterbrochene stetige Förderung des Baues, damit eine wesentliche Entlastung des Löbauer Arbeitsnachweises, den täglichen Einsatz von bis 230 Erwerbslosen, die gerade in den Wintermonaten, wo für gewöhnlich Bauarbeiten ruhen, voll beschäftigt werden konnten. Der Arbeitsnachweis Löbau hat mit Ausnahme der Poliere und Vorarbeiter sämtliche Bauhilfskräfte, Maurer, Zimmerer und Bauarbeiter gestellt. Die Leistungen der Erwerbslosen waren befriedigend.

Die reinen Baukosten für die gesamte Verlegungsstrecke, ohne Grunderwerb, betragen 480 000 R.-M., davon gehen 308 000 R.-M. zu Lasten von Kap. 58 des sächsischen Haushaltplanes; 62 000 R.-M. hatten Stadt und Bezirk Löbau zu tragen, 110 000 R.-M. wurden, da die Bauarbeiten zur Linderung der Arbeitsnot des Löbauer Stadt- und Landbezirkes vom Landesamt für Arbeitsvermittlung als Notstandsarbeit anerkannt wurden, aus der produktiven Erwerbslosenfürsorge beigetragen.

Die Kosten des Landerwerbs und der Ablösung der durch die Verlegung der Staatsstraße Löbau—Zittau zwischen Theaterplatz und Rundteil entstandenen Nebenschäden sind mit 85 000 R.-M. beziffert und werden von der Stadtgemeinde Löbau getragen.

Die Bauarbeiten für die Verlegung der Staatsstraße Löbau—Zittau einschl. Seltenreintalbrücke wurden zunächst auf der Grundlage der 1912 aufgestellten Planung öffentlich ausgeschrieben. Da die öffentliche Ausschreibung kein befriedigendes Ergebnis hatte, wurde nach Neubearbeitung der Planung durch das am 1. August 1926 einsetzende staatliche Neubauamt ein beschränkter Wettbewerb unter im Brückenbau erfahrenen sächsischen Fachfirmen angeordnet, von denen die Beton- und Monierbau A.-G., Dresden, den Zuschlag erhielt. Die Baufirma hat die von ihr übernommenen vertraglichen Bauleistungen zur vollen Zufriedenheit der staatlichen Bauleitung ausgeführt und durch sach- und fachgemäße Durchführung des im Einvernehmen mit der Bauleitung festgesetzten kurzfristigen Bauprogramms an der Förderung der Bauarbeiten wesentlichen Anteil.

Am 10. Oktober 1927 wurde die Neubaustrecke einschließlich Seltenreintalbrücke durch Herrn Finanzminister Weber im Beisein von Vertretern von Staat und Stadt dem Verkehr übergeben. Die Seltenreintalbrücke erhielt den Namen unseres derzeitigen, hochverehrten Herrn Reichspräsidenten Hindenburg.

Neues Verfahren der Wasserhaltung, insbesondere bei Kanalisationsarbeiten.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaumeister a. D. **Alexander Ramshorn.**

(Mitteilungen aus dem Arbeitsgebiet der Emschergenossenschaft.)

Die Hauptaufgabe des Bauingenieurs bei Herstellung von tieferen Baugruben ist in den meisten Fällen die Beseitigung des Wasserandranges, um die beabsichtigten Baumaßnahmen, wie z. B. Einbringen von Fundamenten, Verlegung von Kanalisationsleitungen usw., auszuführen.

Zweierlei Arbeitsweisen werden hierfür hauptsächlich angewandt, nämlich die Einfassung der Baugrube durch Spundwände oder die Grundwasserabsenkung. Beide Arbeitsweisen sind bekannt und in ihrer Art zu hoher Vollendung gediehen. Der Ingenieur wird sie bei passenden Verhältnissen nicht missen können; jedoch bringt ihre Anwendung eine erhebliche Steigerung der Kosten mit sich. Diese sind prozentual um so größer, je kleiner die auszuführende eigentliche Arbeit ist.

Die Aufgaben der Emschergenossenschaft[1]) umfassen in der Hauptsache die Regelung der Vorflut und Klärung der Abwässer im Einzugsgebiete der Emscher. Die erste dieser beiden Aufgaben bedingt ein meist tiefes Einschneiden der Vorfluter ins Gelände. Der Untergrund besteht fast überall aus feinem, teilweise tonigem Quell- oder Fließsand; dieser beginnt unter dem Drucke des Grundwassers, das in etwa 1 bis 1,5 m Tiefe ansteht, zu fließen und zu treiben. In der Nähe des Rheines sind Grundwasserstand und -andrang von dessen Wasserstand abhängig; der Grundwasserandrang kann nach längeren Hochwasserperioden des Rheines außerordentlich stark sein.

Um das Grundwasser beim Bau der neuen Vorfluter oder bei Herstellung von Baugruben zur Verlegung von Kanälen fernzuhalten, wurden bei den ersten Ausführungen der Emschergenossenschaft — wie überall üblich — Spundwände gerammt, sowohl aus Holz als auch stellenweise aus Wellblech oder Eisen, oder es wurde gelegentlich auch eine Grundwasserabsenkung ausgeführt. Hierbei ergaben sich bei den oft gedrängten örtlichen Verhältnissen — enge Straßen mit starkem Verkehr, Unterführungen unter Eisenbahnen usw. — mancherlei Schwierigkeiten. Durch Spundwände hielt man zwar das Wasser von den Seiten fern, minderte aber nicht den Auftrieb von unten. Die Pumpen förderten infolge des quellenden Untergrundes stark sandhaltiges Wasser, und manche Baugrube kam zum Einsturz, weil durch Beseitigung der beim Aushub immer wieder hochquellenden Bodenmassen seitliche Hohlräume entstanden waren. Diese Schwierigkeiten und die damit verbundenen hohen Kosten führten zur Konstruktion eines Herrn Staschen, Ingenieur der Emschergenossenschaft, durch D.R.G.M. geschützten „Sicherheitspumpensumpfes"; im folgenden soll seine Bauart und Anwendung kurz beschrieben werden.

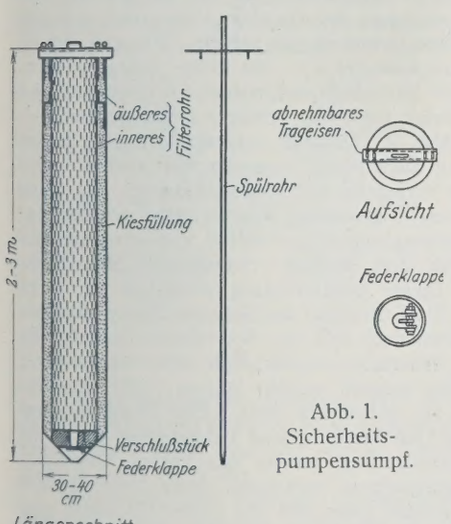
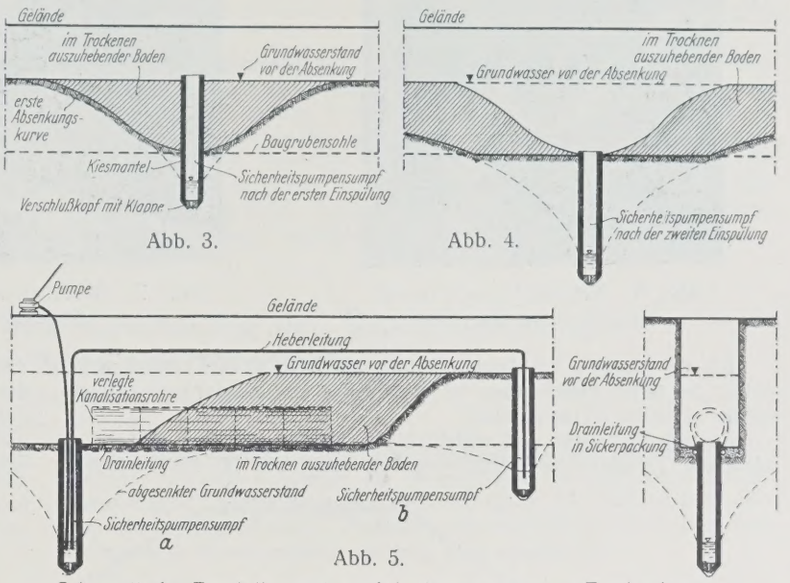


Abb. 1. Sicherheitspumpensumpf.

Abb. 2. Sicherheitspumpensumpf mit Spülstange.

Der Sicherheitspumpensumpf besteht, wie Abb. 1 und 2 zeigen, aus zwei ineinanderstehenden, fest miteinander verbundenen Filterrohren; am unteren Ende ist ein kegelförmiger Kopf, gleichfalls aus Filterblech, angeschweißt. In diesem Kopf befindet sich ein Verschlußstück aus Hartholz mit einer zentrischen Öffnung. Diese Öffnung wird durch eine mittels Federdruckes angepreßte Klappe gegen Eindringen von Fließsand abgeschlossen. Der Zwischenraum zwischen den beiden Filterrohren wird mit Filterkies von entsprechender Körnung ausgefüllt.

In dieser Form stellt der Sicherheitspumpensumpf also einen leicht beweglichen Filter mit neuartigem Bodenverschluß dar. Neuartig ist ferner das Verfahren des Absenkens. Bisher mußte man zur Herstellung eines Filters ein Futterrohr heruntertreiben, sodann Kies und Filterrohr einbringen und schließlich das Futterrohr ziehen; dies erforderte erheblichen Zeitaufwand. Um den „Sicherheitspumpensumpf" in den Boden einzubringen, bedient man sich des Spülverfahrens in folgender Weise: Ein eisernes Spülrohr (vergl. Abb. 1 u. 2) wird von oben her durch die Öffnung im Verschlußstück geführt, bis es um ein gewisses Maß aus dem Filterkopf heraussteht, die Verschlußklappe öffnet sich hierbei unter dem Druck des Spülrohrs nach außen. Nun wird durch das Spülrohr Druckwasser geleitet, das entweder mittels Feuerwehrschlauches vom Hydranten oder von einer kleinen, fahrbaren Druckpumpe, die wohl jeder Unternehmer besitzt, entnommen wird; der Sicherheitspumpensumpf versinkt dann in kurzer Zeit — bei Verwendung von Hydrantendruck und gleichmäßiger Bodenschichtung in etwa zwei Minuten — in den Boden. Der Spülstrom treibt hierbei den durch den Sicherheitspumpensumpf verdrängten Boden an dessen Umfang zur Oberfläche, wo er sich ablagert; seitliche Ausspülungen treten niemals ein. Ist der Sicherheitspumpensumpf bis auf den Wasserspiegel der Baugrube abgesenkt, so wird das Spülrohr herausgezogen, wobei sich die Verschlußklappe durch Federdruck sofort schließt; ein Eindringen des Fließsandes von unten her wird daher verhindert. Man hat also durch dieses Verfahren in einer nicht zu unterbietenden Zeitspanne einen tiefen Pumpensumpf heruntergebracht, der die Gewähr bietet, stets frei von nachtreibendem Fließsand zu sein und außerdem auf eine entsprechende Strecke als Filter wasserabsaugend zu wirken.



Schematische Darstellung eines Arbeitsvorganges zur Trockenlegung einer Baugrube.

Dieses Verfahren hat in seiner Auswirkung nach vielen Seiten hin Vorteile; im folgenden sind sie kurz zusammengestellt. An erster Stelle steht hierbei die Schnelligkeit; in kurzer Zeit steht ein einwandfreier Pumpensumpf zur Verfügung, der sofort gebrauchsfähig ist und keiner Unterhaltung bedarf; dies ist besonders wichtig bei solchen Bauausführungen, bei denen die Baugrube nur kurze Zeit offen liegen darf, z. B. bei Straßenkanälen. Sodann ist die Beweglichkeit des Verfahrens hervorzuheben; der Ein- und Ausbau kann an jeder Stelle der Baugrube ungehindert durch Verbau, andere Arbeitsvorgänge usw. ausgeführt werden. Wichtig ist ferner die filternde Wirkung des Sicherheitspumpensumpfes; das Baugrubenwasser wird stets vollkommen klar herausgepumpt. Die Pumpen versanden und verschleißen nicht, außerdem wird die Vorflut durch den Pumpenabfluß nicht verunreinigt. Besonderen Vorteil bietet die Gewähr — und dies ist besonders bei Ausführung von Kanalisationsbaugruben wichtig —, daß seitlich der Baugrube keine Sackungen und Risse auftreten, da durch die Filterwirkung der feine Sand von den Pumpen ferngehalten und dem Untergrund nicht entzogen wird. Die Kosten des Verfahrens sind sehr gering. Die Sicherheitspumpensümpfe bedürfen kaum der Unterhaltung; der Filterkies kann stets wieder verwendet werden.

[1]) Vergl. „25 Jahre Emschergenossenschaft", erschienen im Selbstverlag der Emschergenossenschaft.

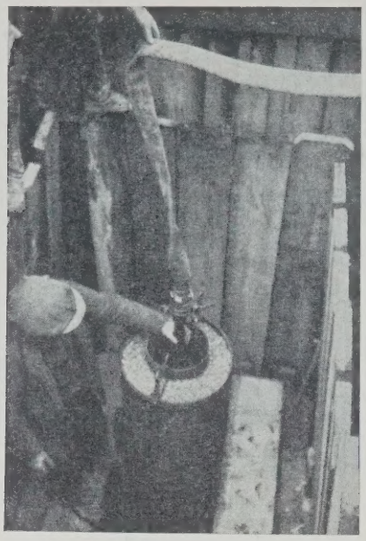


Abb. 6. Sicherheitspumpensumpf kurz vor dem Einspülen.

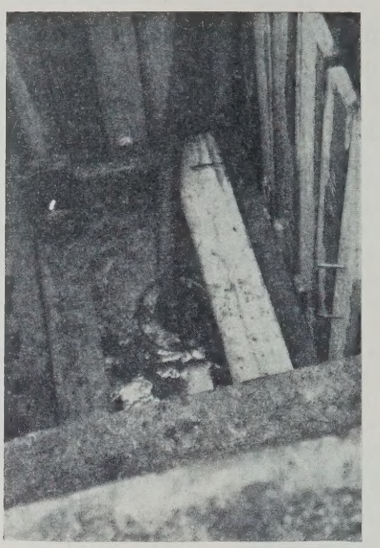


Abb. 7. Sicherheitspumpensumpf eingespült.

Abb. 8. Sicherheitspumpensumpf mit angeschlossener Wasserhaltung.

Für die hiesigen Verhältnisse haben sich Längen von 2 bis 3 m bewährt; der äußere Durchmesser ist zu 45 bis 50 cm und der innere Durchmesser zu 25 bis 35 cm gewählt.

Besonders günstig und wirtschaftlich gestaltet sich das soeben beschriebene Verfahren bei Herstellung von Baugruben für die Verlegung von Kanälen bei starkem Wasserandrang und Fließauftrieb. Im folgenden wird ein derartiger Arbeitsvorgang an schematischen Zeichnungen und einigen Bildern erläutert.

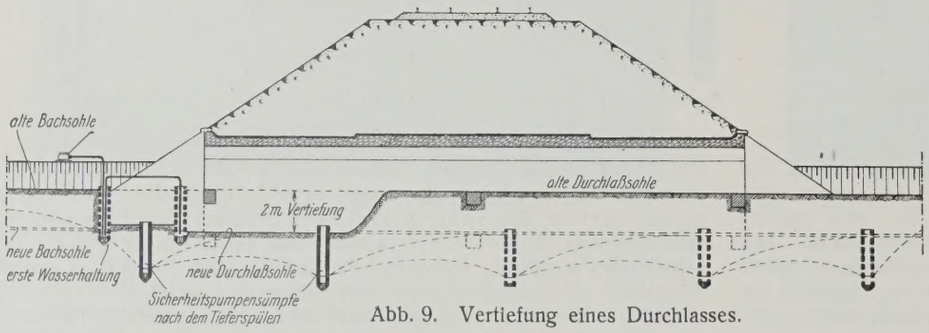


Abb. 9. Vertiefung eines Durchlasses.

Es soll z. B. eine Baugrube von rd. 3 m Tiefe für das Verlegen eines Kanalisationsrohres ausgehoben werden. Der Fließsand möge in etwa 1,5 m Tiefe anstehen. Bis zur Tiefe des Grundwasserstandes kann der Boden ungehindert ausgehoben und die Baugrube verbaut werden. An geeigneter Stelle — entweder seitlich in einer Aussparung für einen zukünftigen Schacht oder auch in der Achse der Baugrube — wird nach dem beschriebenen Verfahren ein Sicherheitspumpensumpf so tief eingespült, daß seine Oberkante mit dem Grundwasserstand abschließt. Durch Abpumpen des Wassers aus dem Sicherheitspumpensumpf sinkt der Grundwasserstand in dessen unmittelbarer Nähe sehr schnell, so daß der Boden ringsherum etwa nach Abb. 3 ausgehoben werden kann. Um nun die absaugende Wirkung des Sicherheitspumpensumpfes noch zu vergrößern, wird er durch abermaliges Einführen des Spülrohres tiefer gespült, etwa wie Abb. 4 zeigt. Durch weiteres tieferes Abpumpen wird die Baugrube auf größere Strecken hin trockengelegt, so daß die ersten Rohre verlegt werden können. Der soeben beschriebene Arbeitsvorgang spielt sich je nach Wasserandrang und bei eingearbeiteten Leuten innerhalb 2 bis 3 Stunden ab. Es empfiehlt sich in jedem Falle, unter den Rohren eine Sohlenentwässerung, aus 1 bis 2 Drainrohren in grober Asche oder sonstigem Filtermaterial verlegt, anzuordnen. Eine weitere Fundierung der Rohre erübrigt sich unter normalen Verhältnissen; der trockengelegte Fließsand ist ein ausgezeichneter Baugrund. Durch die Verlegung einer Sohlendrainage ist man in der Lage, den Wirkungskreis des Sicherheitspumpensumpfes erheblich zu vergrößern, da sie auf weitere Entfernung vom Sicherheitspumpensumpf das aus dem Untergrund und von den Seiten her drängende Wasser aufnimmt und abführt. Während nun — ausgehend vom Sicherheitspumpensumpf *a* — die Rohre verlegt werden, wird weiter voraus ein zweiter Sicherheitspumpensumpf *b* eingespült und durch einen Heber — es genügt ein 1- bis 2zölliger Gummischlauch — mit dem ersten verbunden (Abb. 5). Die dort aufgestellte Pumpe fördert dann das Wasser aus beiden Sicherheitspumpensümpfen; dadurch wird eine weitere Strecke für die Verlegung der Rohre wasserfrei. Ist diese bis zum Sicherheitspumpensumpf *b* gediehen, wird er tiefer gespült, der Sicherheitspumpensumpf *a* herausgezogen und weiter voraus wieder eingesetzt und durch Heber mit dem nunmehr tiefgespülten Sicherheitspumpensumpf *b* verbunden. Dieser Arbeitsvorgang wiederholt sich dann bis zum Schluß der Arbeit. Die Entfernung der Sicherheitspumpensümpfe richtet sich nach dem Wasserandrang und der Bodenbeschaffenheit. Es sei hierbei erwähnt, daß die Sicherheitspumpensümpfe ohne Schwierigkeit durch Lehm- und Tonschichten gespült werden können, falls darunterliegende Fließsandschichten zu entwässern sind. Das Einspülen und Herausziehen geschieht ohne Unterbrechung und Behinderung der Rohrverlegungsarbeiten. Zur Wasserhaltung werden mit Vorteil maschinell betriebene, fahrbare Diaphragmapumpen verwendet, deren Leistung dem Wasserzufluß gut angepaßt werden kann und die gegen Mitsaugen von Luft ziemlich unempfindlich sind. Bei diesen Pumpen erübrigt sich auch jeder Saugkorb und das schwere, lästige Rückschlagventil.

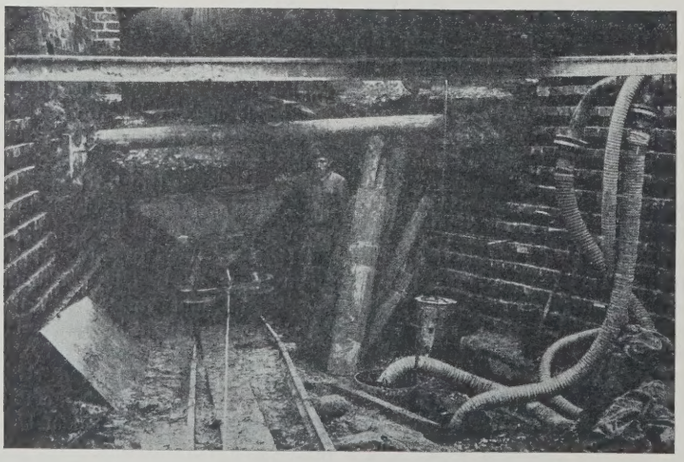


Abb. 10. Ausmündung des vertieften Durchlasses mit zwei Sicherheitspumpensümpfen.

Abb. 6 zeigt einen Sicherheitspumpensumpf kurz vor dem Einspülen; das Spülrohr mit Schlauchanschluß ist gut sichtbar. Auf Abb. 7 ist der bis auf den Grundwasserstand abgesenkte Sicherheitspumpensumpf zu sehen, und auf Abb. 8 ist die Wasserhaltung bereits in Tätigkeit.

Abb. 9 und 10 zeigen in Zeichnung und Bild die schwierige Vertiefung eines Bachdurchlasses von rd. 30 m Länge unter einer Eisenbahn. Die Sohle und die Widerlager wurden um 2,20 m vertieft. Da der gesamte Zugverkehr während der Arbeit über die Baustelle ging, durfte nicht die geringste Senkung auftreten. Dies ist durch den Einbau der Sicherheitspumpensümpfe durchaus gelungen. Abb. 10 zeigt zwei nebeneinander heruntergespülte Sicherheitspumpensümpfe an der Ausmündung

des Bauwerks. Das Maß der ausgeführten Vertiefung und das neue Unterfangungsmauerwerk ist deutlich zu sehen. Der Bachlauf wurde während der Bauzeit in einem eisernen Rohr durch den Durchlaß geführt.

Die folgende Berechnung soll zeigen, daß dem Verfahren durch Fortfall der Spundwände auch wirtschaftliche Bedeutung beikommt. Den Preisen sind die Verhältnisse des rheinisch-westfälischen Industriebezirks zugrunde gelegt.

Kostenanschlag

für die Verlegung eines Kanals 50/75 cm in 3,50 m Tiefe bei einem Grundwasserstande von 1,50 m über Sohle.

A. Ausführung mit Spundwänden.

4,2 m³	Bodenmassen ausheben, wieder einfüllen und den Rest abfahren, einschl. Verbau der Baugrube, je m³ 3,50 .	14,70 R.-M.
1,2 m²	Chaussierung aufbrechen und wieder herstellen, je m² 6,—	7,20 „
1,0 m	Drainrohre von 12,5 cm l. W. in einer 20 cm starken Sickerschicht zu verlegen einschl. Lieferung, je m . .	3,60 „
1,0 m	Rohr von 50/75 cm Querschnitt zu liefern und zu verlegen	15,50 „
5,0 m²	Spundwände 6 cm stark zu liefern und einzurammen, je m² 10,—	50,— „
	für 1 lfd. m zusammen	91,— R.-M.

B. Ausführung unter Verwendung einer Grundwasserabsenkungsanlage üblicher Bauart.

a)	Kosten des Kanals	41,— R.-M.
b)	Einrichtung und Betrieb einer Grundwasserabsenkung etwa	40,— „
	für 1 lfd. m zusammen	81,— R.-M.

C. Ausführung ohne Spundwände unter Verwendung von Sicherheitspumpensümpfen.

a)	Kosten des Kanals	41,— R.-M.
b)	Kosten der Mehrwasserhaltung einschl. Vorhalten der Geräte, je m rd.	14,— „
	für 1 lfd. m zusammen	55,— R.-M.

Der unter Benutzung der Sicherheitspumpensümpfe hergestellte Kanal kostet demnach nur 60 % bezw. 68 % der Kosten, die für den gleichen Kanal unter Verwendung von Spundwänden bezw. Einbau und Betrieb einer Grundwasserabsenkung üblicher Bauart aufzuwenden gewesen wären. Zu ungunsten des Anschlags C ist hier unberücksichtigt gelassen, daß bei der Ausführung gemäß Anlage A ebenfalls eine Wasserhaltung nötig ist und in vielen Fällen infolge des weichen Untergrundes eine Stein- oder Betonschüttung ausgeführt werden muß.

Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle,** Stuttgart.

(Schluß aus Heft 40.)

Über die technisch-konstruktive Ausbildung der Gelenke nur ein paar Worte. Die einfachste Form der vorübergehend wirksamen Gelenke für kleine Bauwerke besteht in keilförmigen Aussparungen im Scheitel und bei den Kämpfern, wodurch die Eigengewichtsstützlinie in den Kern verlegt wird (Abb. 21).

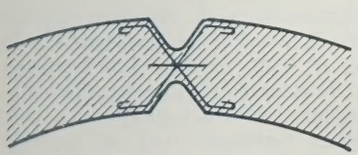


Abb. 21.

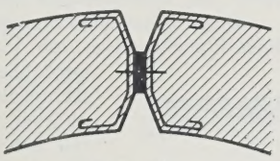


Abb. 22.

Für kleine und mittlere Bauwerke kommen Bleiplatten in Betracht (Abb. 22).

Für mittlere und größere Gewölbe sind Gelenke aus Stahlschienen (Kranbahnschienen nach Abb. 23) zweckmäßig, die den Gelenkdruck unmittelbar oder durch Eisenkasten auf den Beton übertragen.

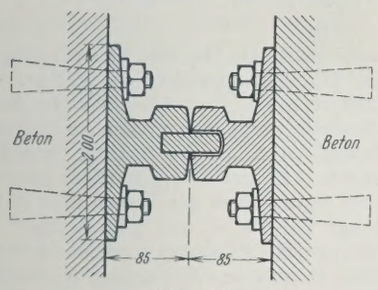


Abb. 23.

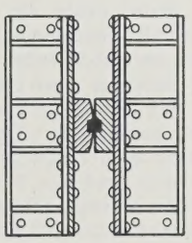


Abb. 23a.

Bei weitgespannten Gewölben sind die üblichen Wälz- und Bolzengelenke, jedoch mit kleineren Abmessungen als bei Dreigelenkbogen wegen der geringen Kräfte und der kurzen Dauer ihrer Wirksamkeit zu verwenden (Abb. 24 u. 25).

Wenn trotz des Einbaues vorübergehend wirksamer Gelenke eine Bewehrung des Gewölbes notwendig ist oder aus allgemeinen Sicherheitsgründen gewählt wird, muß Sorge dafür getragen werden, daß die Eisen durch die Scheitelsenkung beim Ausrüsten und bei weiterem Schwinden des Betons nicht gedrückt oder gezogen werden und damit der Wirkung der Gelenke entgegenarbeiten. Die Eisen dürfen also über dem Gelenk nicht durchlaufen, sondern müssen getrennt werden. Die Eiseneinlagen sind erst vor dem Schließen der Gelenklücken zu verbinden. Schlaffe Eiseneinlagen werden am einfachsten mit einem Spannschloß verbunden oder zusammengeschweißt. Profileisen von Melanbogen werden unmittelbar vor dem Gewölbeschluß vernietet oder verschraubt.

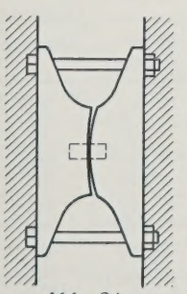


Abb. 24.

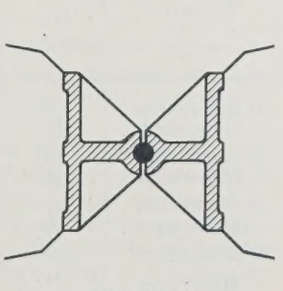


Abb. 25.

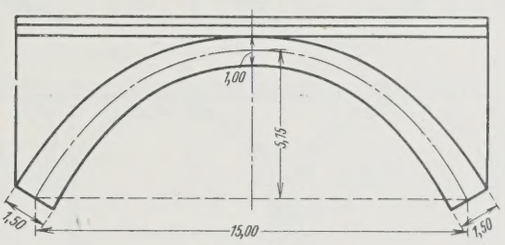


Abb. 26a.

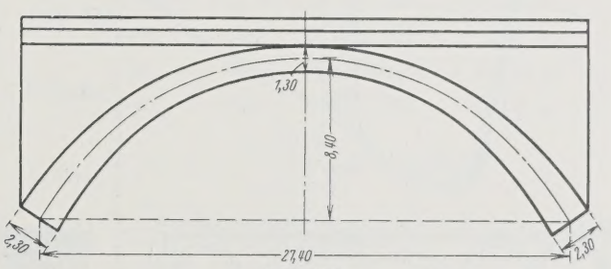


Abb. 26b.

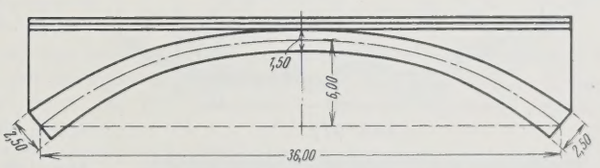


Abb. 26c.

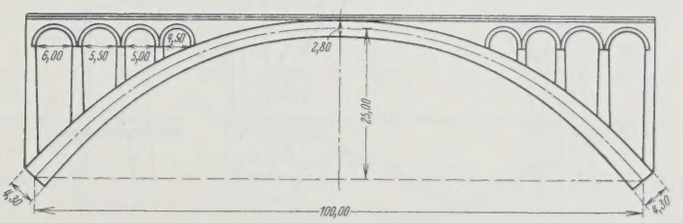


Abb. 26d.

Zur Vornahme dieser Arbeiten müssen genügend große Aussparungen vorgesehen werden. Nach der Verbindung der Eisen werden die Aussparungen an Gewölben mit Beton ausgefüllt.

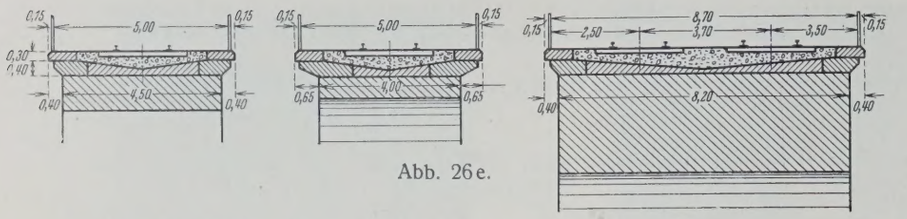


Abb. 26e.

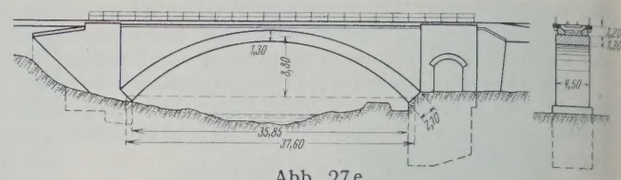


Abb. 27e.

Zum Vergleich geben wir noch eine Gegenüberstellung der eisenbewehrten Betongewölbe mit Gewölben aus Quader- oder Bruchsteinmauerwerk gleicher Spannweite und gleicher Pfeilhöhe (Abb. 26a bis d). Die Abmessungen der gemauerten Steingewölbe sind für die gleiche Verkehrsbelastung und die gleichen äußeren Temperaturunterschiede wie bei den bewehrten Betongewölben errechnet worden. Für die Querschnittsbemessung waren in allen Fällen die Zugspannungen maßgebend. Die Berechnung wurde nach der Elastizitätstheorie für $E = 80\,000$ kg/cm², $\alpha = \frac{0{,}8}{10^5}$, $t = \pm 10°$, $E \alpha t = 6{,}4$ durchgeführt.

Wegen des niedrigen Elastizitätsmoduls des Mauerwerkes, der kleineren Wärmedehnungszahl, des geringeren Wärmeleitungsvermögens und des Wegfalls der Schwindeinflüsse ergeben sich wesentlich günstigere Spannungsverhältnisse als bei Beton- und Eisenbetongewölben. Die Spannungen infolge Temperaturabfalls und Schwinden sind im eingespannten Betongewölbe mindestens 8 mal größer als bei dem gleichen Gewölbe aus Mauerwerk. In Abb. 27a bis g sind zum Vergleich einige neuere Ausführungsbeispiele von gewölbten Steinbrücken unter Hauptbahngleisen der Schweizerischen Bundesbahnen wiedergegeben.[4])

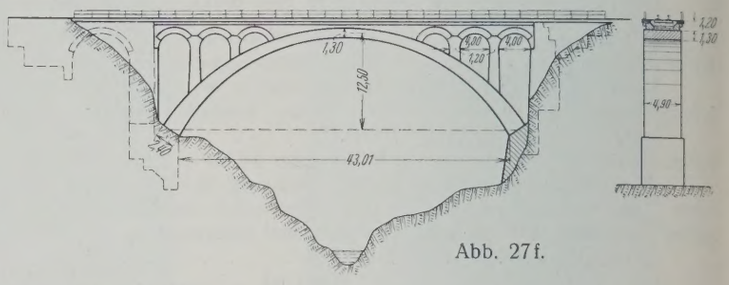


Abb. 27f.

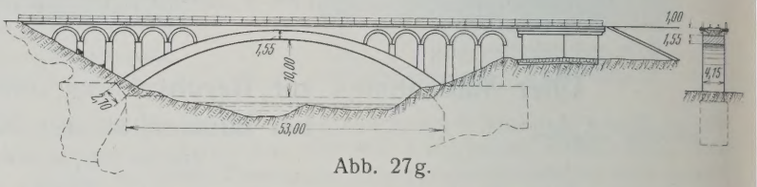


Abb. 27g.

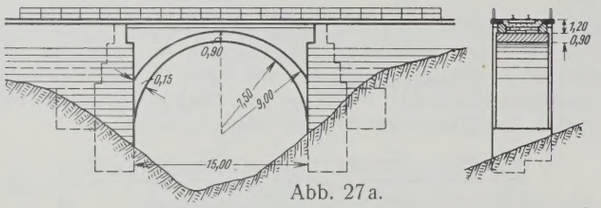


Abb. 27a.

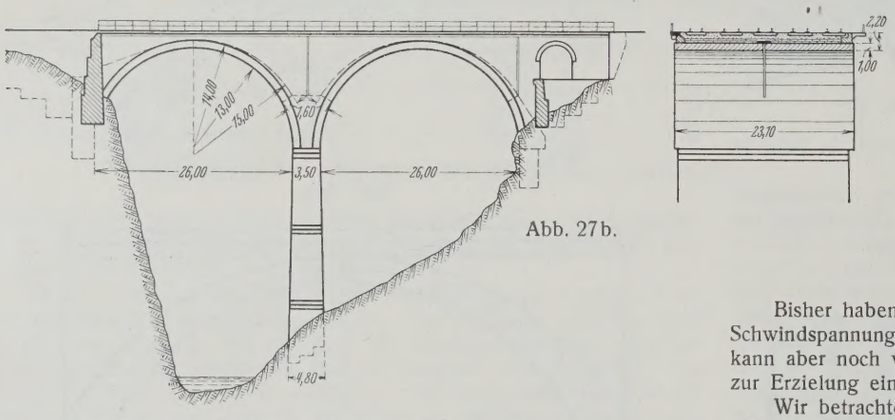


Abb. 27b.

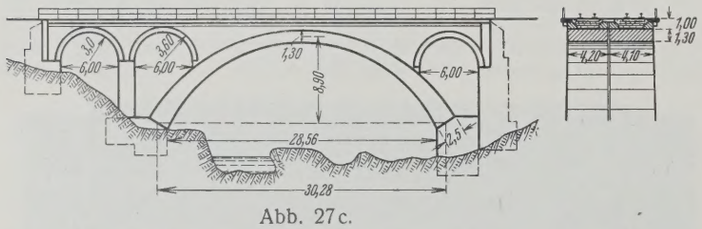


Abb. 27c.

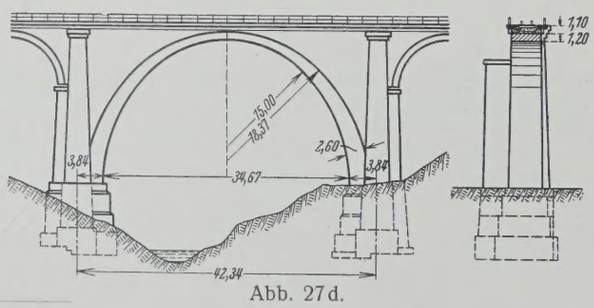


Abb. 27d.

Man erkennt, daß die Eigenschaften des Baustoffes einen wesentlichen Einfluß auf die Formgebung des Gewölbes haben. Die Steingewölbe sind ungleich dicker als die Eisenbetongewölbe. Bei diesen sind möglichst schlanke Form und möglichst geringe Scheiteldicke anzustreben. Die untenstehende Tabelle gibt den Massenvergleich der untersuchten Stein- und Eisenbetongewölbe.

Die Kosten eines Steinquadergewölbes betragen unter der Annahme eines Einheitspreises von 150 bis 200 R.-M. für 1 m³ Quadermauerwerk gegenüber 60 bis 90 R.-M. für 1 m³ Eisenbeton ein mehrfaches der Kosten eines Eisenbetongewölbes gleicher Tragfähigkeit. Die Lehrgerüstkosten sind bei den gemauerten Gewölben trotz der größeren Massen durch die Ausführungsmöglichkeit in Ringen zwar etwas billiger als bei Eisenbetongewölben, trotzdem bleiben ganz erhebliche Ersparnisse zugunsten des Eisenbetons.

Hieraus erklärt sich ohne viele Worte die Erscheinung, daß die Eisenbetongewölbe die Steingewölbe mehr und mehr verdrängt haben.

III.

Bisher haben wir Maßnahmen behandelt, die eine Herabsetzung der Schwindspannungen in Beton- und Eisenbetongewölben ermöglichen. Man kann aber noch weiter gehen und versuchen, das Schwinden des Betons zur Erzielung einer günstigen Spannungsverteilung nutzbar zu machen.

Wir betrachten ein Gewölbestück (Abb. 28), das einseitig durch Eisen stark bewehrt ist. Der unbewehrte Teil des Gewölbestücks schwindet stärker als der bewehrte Teil, das Schwindmaß des Betons kann je nach Art und Grad der Bewehrung auf die Hälfte und noch weniger vermindert werden. Durch das verschiedene Schwinden in dem oberen und unteren Gewölbeteil tritt also neben der achsialen Verkürzung des Gewölbestücks eine gegenseitige Verdrehung der Endquerschnitte ein. Es gilt nun, diese Verdrehung so auszunutzen, daß eine möglichst günstige Spannungsverteilung im Gewölbe erzielt wird. Werden z. B. die Einlagen im Scheitel im unteren Teil, an den Kämpfern im oberen Teil angeordnet,

Entwurf	Meßgehalte m³					
	Gewölbe	Stirnmauern bezw. aufgelöstes Tragwerk	Füllbeton	Konsolen	Abdeckplatten	Insgesamt
a) Eisenbeton	64	51	51	13	8	187
Mauerwerk	105	50	62	13	8	238
b) Eisenbeton	147	146	146	23	14	476
Mauerwerk	259	148	186	24	14	631
c) Eisenbeton	214	131	131	29	18	523
Mauerwerk	321	135	169	30	18	673
d) Eisenbeton	2289	1403	—	83	50	3825
Mauerwerk	3017 / 444	360 / 1153	1416	83	50	6523

[4]) Die Brückenbauten der Schweizerischen Bundesbahnen in den Jahren 1901 bis 1926. Von Ing. A. Bühler, Sektionschef bei der Generaldirektion der S. B. B., Zürich, September 1926.

so treten beim Schwinden Verdrehungen auf, die den bei Verkürzung der Bogenachse und Scheitelsenkung auftretenden Verdrehungen entgegengesetzt sind. Es ist also möglich, durch eine entsprechende Verteilung der Einlagen die Randspannungen im Scheitel und im Kämpfer günstig zu beeinflussen, oder was das gleiche ist, die Stützlinien im Scheitel nach unten und im Kämpfer nach oben zu verlegen.

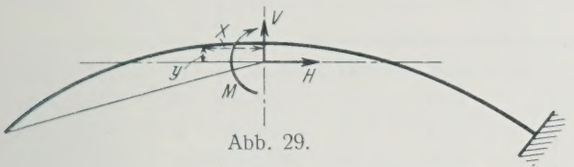


Abb. 29.

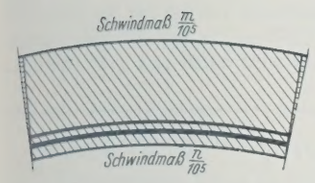


Abb. 28.

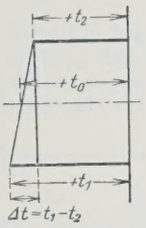


Abb. 30.

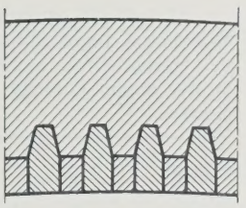


Abb. 31.

Zur Berechnung der durch das ungleichmäßige Schwinden im Gewölbe auftretenden Spannungen gehen wir von der in Abb. 30 dargestellten Formänderung eines Gewölbeelementes aus.

Die Gleichungen

$$\int_0^l \frac{M_x\,ds}{EJ}\cdot y+\int_0^l \frac{N_x\,ds\cos\varphi}{EF}-\alpha\int_0^l t_0\,ds\cos\varphi-\alpha\int_0^l \Delta t\cdot\frac{ds}{h}\cdot y=0,$$

$$\int_0^l \frac{M_x\,ds}{EJ}\cdot x+\int_0^l \frac{N_x\,ds\sin\varphi}{EF}-\alpha\int_0^l t_0\,ds\sin\varphi+\alpha\int_0^l \Delta t\cdot\frac{ds}{h}\cdot x=0,$$

$$\int_0^l \frac{M_x}{EJ}+\alpha\int_0^l \Delta t\cdot\frac{ds}{h}=0$$

liefern für

$$M_x=M-Hy+Vx,$$
$$N_x\cos\varphi\approx H,$$
$$N_x\sin\varphi\approx 0$$

und

$$\int\frac{ds}{EJ}\cdot x=0,\quad \int\frac{ds}{EJ}\cdot x=0,\quad \int\frac{ds}{EJ}\cdot xy=0,$$

für ein symmetrisches Gewölbe die Werte

$$H=\frac{E\alpha\left[\int_0^l t_0\,dx+\int_0^l \Delta t\cdot\frac{ds}{h}\cdot y\right]}{\int y^2\cdot\frac{ds}{J}+\int\frac{ds}{F}},$$

$$V=0,$$

$$M=-\frac{\int_0^l \Delta t\cdot\frac{ds}{h}}{\int\frac{ds}{J}},$$

womit die Randspannungen in bekannter Weise zu berechnen sind.

In gleicher Weise können näherungsweise die Randspannungen berechnet werden, wenn statt der Eiseneinlagen die Querschnitte aus Steinen und Beton zusammengesetzt werden (Abb. 31). Dabei ist das Schwindmaß auf der Betonseite mit dem vollen Wert $\left(\text{z. B. } \frac{30}{10^5}\right)$ und auf der Quaderseite mit Null einzusetzen.

Die Spannungsverteilung kann um so günstiger beeinflußt werden, je größer die Spannweite ist. Bei weitgespannten Straßenbrücken ist es in vielen Fällen möglich, Zugspannungen ganz auszuschließen, d. h. die Gewölbe in Stampfbeton ohne Bewehrung auszuführen.

Wir betrachten beispielsweise das Gewölbe einer Straßenbrücke von 27,40 m Spannweite und 8,40 m Pfeilhöhe, 4,0 m Gewölbebreite, 0,80 m Scheitel- und 1,80 m Kämpferdicke. Die auf Grund der Elastizitätstheorie errechneten Randspannungen im Scheitel und in den Kämpfern für Verkehrslasten, die der Brückenklasse II entsprechen, also Dampfwalze von 16 t Dienstgewicht und Menschengedränge von 0,45 t/m² auf 5 m Fahrbahnbreite, sind aus folgender Tabelle zu ersehen.

Schnitt		Eigengewicht kg/cm²	Verkehrslast: Dampfwalze 16 t, Menschengedr. 0,45 t/m²		Temperaturänderungen ± 15° C	Schwinden (— 15° C)	Grenzwerte der Randspannungen	
Scheitel	σ_o	+ 11,70	+ 5,27	— 0,86	± 10,00	+ 10,00	+ 36,97	+ 10,84
	σ_u	+ 6,42	+ 1,89	— 3,72	± 12,10	— 12,10	+ 20,41	— 21,50
Kämpfer	σ_o	+ 6,67	+ 3,54	— 1,79	∓ 11,30	— 11,30	+ 21,60	— 17,63
	σ_u	+ 12,10	+ 2,56	— 2,89	∓ 10,90	+ 10,90	+ 36,46	+ 9,21

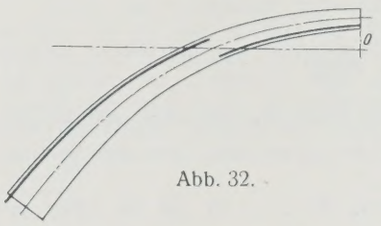


Abb. 32.

Im Scheitel treten Zugspannungen an der unteren Leibung, in den Kämpfern an den oberen Leibungen auf. Zur Verhütung von Zugrissen sind beim Scheitel unten und bei den Kämpfern oben Eisen einzulegen. Durch die einseitige Bewehrung entsprechend Abb. 32 werden infolge des ungleichen Schwindens des Betons an der oberen und unteren Leibung Zusatzspannungen hervorgerufen, die denen durch Verkürzung der Gewölbeachse entgegengesetzt sind. Für ein $\Delta t=5°$ ergibt sich:

s	h	$\frac{s}{h}$	Δt	$\Delta t\cdot\frac{s}{h}$	y	$\Delta t\cdot y\cdot\frac{s}{h}$
2,0	0,86	2,325	+ 5	+ 11,62	+ 1,35	+ 15,69
2,04	0,96	2,125	+ 5	+ 10,62	+ 1,12	+ 11,90
2,10	1,06	1,981	+ 5	+ 9,90	+ 0,65	+ 6,44
2,25	1,21	1,859	— 5	— 9,29	— 0,16	+ 1,51
2,50	1,37	1,824	— 5	— 9,11	— 1,43	+ 13,02
3,00	1,53	1,960	— 5	— 9,80	— 3,28	+ 32,14
3,20	1,71	1,871	— 5	— 9,35	— 5,68	+ 53,14

$$H=\frac{E\alpha\Sigma\Delta t\cdot y\cdot\frac{s}{h}}{\Sigma y^2\cdot\frac{s}{h}+\Sigma\frac{s}{F}}=\frac{21\cdot 133{,}81\cdot 2}{2\cdot 126{,}663}=+22{,}19\text{ t},$$

$$M=-\frac{E\alpha\Sigma\Delta t\cdot\frac{s}{h}}{\Sigma\frac{s}{J}}=-\frac{21\cdot(-5{,}40)}{32{,}83}=+3{,}45\text{ tm},$$

und damit

Scheitel $\begin{cases} M_{k_o}=+3{,}45-22{,}19\cdot 1{,}503=-29{,}9\text{ tm},\\ M_{k_u}=+3{,}45-22{,}19\cdot 1{,}237=-24{,}0\ \text{„}\end{cases}$

Kämpfer $\begin{cases} M_{k_o}=+3{,}45+22{,}19\cdot 6{,}905=+156{,}7\ \text{„}\\ M_{k_u}=+3{,}45+22{,}19\cdot 7{,}155=+162{,}2\ \text{„}\end{cases}$

Scheitel $\begin{cases} \sigma_o=-\frac{2\,400\,000}{426\,700}=-5{,}6\text{ kg/cm}^2\\ \sigma_u=+\frac{2\,990\,000}{426\,700}=+7{,}0\ \text{„}\end{cases}$

Kämpfer $\begin{cases} \sigma_o=+\frac{16\,220\,000}{2\,160\,000}=+7{,}50\ \text{„}\\ \sigma_u=-\frac{15\,670\,000}{2\,160\,000}=-7{,}25\ \text{„}\end{cases}$

Setzt man diese Zusatzspannungen mit den oben angegebenen Grenzwerten der Randspannungen aus Eigengewicht, Verkehrslasten, Temperaturänderungen ± 15° und Schwinden — 15° zusammen, so ergeben sich folgende Werte:

Schnitt		Grenzwerte der Randspannungen aus Eigengewicht, Verkehrslasten, Temperaturänderungen und Schwinden		Zusatzspannungen $\Delta t=5$ ($\Delta t=10$)	Grenzwerte der Randspannungen unter Berücksichtigung der Zusatzspannungen Δt	
Scheitel	σ_o	+ 36,97	+ 10,84	— 5,6 (— 11,2)	+31,4 (+25,7)	+ 5,2 (— 0,4)
	σ_u	+ 20,41	— 21,50	+ 7,0 (+ 14,0)	+27,4 (+34,4)	— 14,5 (— 7,5)
Kämpfer	σ_o	+ 21,60	— 17,63	+ 7,50 (+ 15,0)	+29,1 (+36,6)	— 10,1 (— 2,6)
	σ_u	+ 36,46	+ 9,21	— 7,25 (— 14,5)	+29,2 (+22,0)	+ 2,0 (— 5,3)

Die in Klammern gesetzten Werte entsprechen einem $\Delta t = -10°$, wobei im Scheitel oben und im Kämpfer unten kleine Zugspannungen auftreten, die aber unbedenklich sind. Die Gegenwirkung der einseitigen Bewehrung wird praktisch zwischen den beiden Werten liegen. Es dürfte auf alle Fälle genügen, die einseitige Zugbewehrung für die Werte $-14{,}5$ kg/cm² (statt $-21{,}50$ kg/cm²) im Scheitel und $-10{,}1$ kg/cm² (statt $-17{,}63$ kg/cm²) bei den Kämpfern zu bemessen.

Eine andere Art der Gegenwirkung mit dem Ziel, die durch die Verkürzung der Gewölbeachse hervorgerufenen Randspannungen günstiger zu gestalten, wird erreicht, indem man im Scheitel und bei den Kämpfern Lamellen mit eisernen Druckstützen nach Abb. 33 anordnet. Die Verkürzung dieser Schlußlamellen darf auf der starkbewehrten Seite mit $\frac{5}{10^5}$, auf der unbewehrten Seite mit $\frac{25}{10^5}$ angenommen werden.

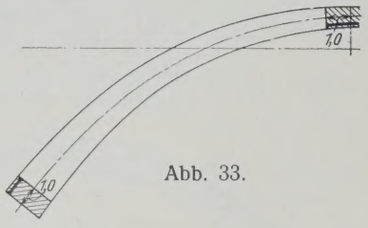


Abb. 33.

Die Durchführung der Rechnung für $\Delta t = 20°$ auf die Länge der Schlußlamellen ist sehr einfach.

s	h	$\frac{s}{h}$	Δt	$\Delta t \cdot \frac{s}{h}$	y	$\Delta t \cdot y \cdot \frac{s}{h}$
1,00	0,835	1,20	+ 20	+ 24,00	+ 1,36	+ 32,64
1,00	1,775	0,56	— 20	— 11,26	— 6,65	— 74,88

$$H = \frac{21 \cdot 2 \cdot 107{,}52}{2 \cdot 126{,}663} = +17{,}83 \text{ t},$$

$$V = 0,$$

$$M = -\frac{21 \cdot 2 \cdot 12{,}74}{2 \cdot 32{,}83} = -8{,}15 \text{ tm},$$

$$\text{Scheitel} \begin{cases} M_{k_o} = -8{,}15 - 17{,}83 \cdot 1{,}503 = -34{,}95 \text{ tm}, \\ M_{k_u} = -8{,}15 - 17{,}83 \cdot 1{,}237 = -30{,}21 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Kämpfer} \begin{cases} M_{k_o} = -8{,}15 + 17{,}83 \cdot 6{,}905 = +114{,}97 \text{ „} \\ M_{k_u} = -8{,}15 + 17{,}83 \cdot 7{,}155 = +119{,}42 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Scheitel} \begin{cases} \sigma_o = -\frac{3\,021\,000}{426\,700} = -7{,}08 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_u = +\frac{3\,495\,000}{426\,700} = +8{,}20 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Kämpfer} \begin{cases} \sigma_o = +\frac{11\,942\,000}{2\,160\,000} = +5{,}54 \text{ „} \\ \sigma_u = -\frac{11\,497\,000}{2\,160\,000} = -5{,}34 \text{ „} \end{cases}$$

Diese Werte sind wieder mit den Randspannungen aus Eigengewicht, Verkehrslasten, Temperaturänderungen ($\pm 15°$), Schwinden ($-15°$) zusammenzusetzen. Es ergeben sich die in folgender Tabelle angegebenen Grenzwerte:

Schnitt		Eigengewicht	Verkehrslasten		Temperatur $\pm 15°$	Schwinden $(-15°)$	Zusatzspannungen Δt	Grenzwerte der Randspannungen unter Berücksichtigung von Δt	
Scheitel	σ_o	+ 11,7	+ 5,27	— 0,86	∓ 10,00	+ 10,00	— 7,08	+ 29,89	— 2,67
	σ_u	+ 6,42	+ 1,89	— 3,72	± 12,10	— 12,10	+ 8,20	+ 16,51	— 13,30
Kämpfer	σ_o	+ 6,76	+ 3,54	— 1,79	± 11,30	— 11,30	+ 5,54	+ 15,75	— 11,79
	σ_u	+ 12,10	+ 2,56	— 2,89	∓ 10,90	+ 10,90	— 5,34	+ 31,12	+ 3,87

Man erkennt aus der Zusammenstellung den Einfluß der Gegenwirkung, die von den steif bewehrten Schlußlamellen herrührt. Im Scheitel treten bereits an der oberen Leibung kleine Zugspannungen auf, während bei den Kämpfern noch ein Drucküberschuß vorhanden ist. Durch eine Verkürzung der Scheitellamellen können die Zugspannungen an der oberen Scheitelleibung zum Verschwinden gebracht werden. Weiter ergibt die Rechnung, daß es dem vorliegenden kleinen Gewölbe noch nicht möglich ist, Zugspannungen ganz auszuschließen.

Wesentlich günstiger liegen die Verhältnisse bei den weitgespannten Wölbbrücken, wobei sich durch die Gegenwirkung Δt die Zugspannungen in vielen Fällen ausschließen lassen. Der Beweis wird im folgenden für das Gewölbe einer Straßenbrücke von 100 m Spannweite und 25 m Pfeilhöhe, 7,20 m Gewölbebreite, 2 m Scheitel- und 3,50 m Kämpferdicke erbracht. Als Verkehrslasten sind zwei Dampfwalzen von je 23 t Dienstgewicht und Menschengedränge von 0,45 t/m² angenommen.

Die Grenzwerte der Randspannungen für den Scheitel- und die Kämpferquerschnitte sind in folgender Tabelle angegeben.

Schnitt		Eigengewicht	Verkehrslasten		Temperaturänderungen $+15°$	Schwinden $-15°$	Grenzwerte der Randspannungen	
Scheitel	σ_o	+ 28,29	+ 9,20	— 2,93	∓ 5,65	+ 5,65	+ 48,79	+ 25,36
	σ_u	+ 19,31	+ 4,56	— 7,18	± 6,35	— 6,35	+ 23,87	— 0,57
Kämpfer	σ_o	+ 18,17	+ 9,73	— 5,68	± 7,12	— 7,12	+ 27,90	— 1,75
	σ_u	+ 28,60	+ 7,05	— 7,41	∓ 6,81	+ 6,81	+ 49,27	+ 21,19

Um die Zugspannungen auszuschalten, wird eine leichte einseitige Bewehrung angenommen, und zwar im mittleren Teil bis zur Schwerachse der elastischen Gewichte an der unteren Leibung, in den übrigen Teilen an der oberen Leibung. Die Gegenwirkung wird durch $\Delta t = 5°$ berücksichtigt.

s	h	$\frac{s}{h}$	Δt	$\Delta t \cdot \frac{s}{h}$	y	$\Delta t \cdot y \cdot \frac{s}{h}$
5,00	2,00	2,50	+ 5	+ 12,50	+ 5,44	+ 68,0
5,02	2,02	2,48	+ 5	+ 12,40	+ 5,08	+ 63,0
5,08	2,05	2,48	+ 5	+ 12,40	+ 4,44	+ 55,0
5,20	2,10	2,48	+ 5	+ 12,40	+ 3,17	+ 39,3
5,25	2,20	2,38	+ 5	+ 11,90	+ 1,53	+ 18,2
5,60	2,30	2,44	— 5	— 12,20	— 0,61	+ 7,4
5,85	2,40	2,44	— 5	— 12,20	— 3,38	+ 41,2
6,30	2,60	2,42	— 5	— 12,20	— 6,84	+ 82,8
6,95	2,80	2,48	— 5	— 12,40	— 10,83	+ 134,2
7,75	3,15	3,46	— 5	— 12,30	— 16,37	+ 201,4

$$H = +\frac{21 \cdot 2 \cdot 710{,}55}{2 \cdot 300{,}044} = +49{,}74 \text{ t},$$

$$V = 0,$$

$$M = -\frac{21 \cdot 2 \cdot 0{,}4}{2 \cdot 7{,}81} = -1{,}07 \text{ tm},$$

$$\text{Scheitel} \begin{cases} M_{k_o} = -1{,}07 - 49{,}74 \cdot 5{,}81 = -290 \text{ tm} \\ M_{k_u} = -1{,}07 - 49{,}74 \cdot 5{,}15 = -257 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Kämpfer} \begin{cases} M_{k_o} = -1{,}07 + 49{,}74 \cdot 19{,}08 = +949 \text{ tm} \\ M_{k_u} = -1{,}07 + 49{,}74 \cdot 19{,}86 = +987 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Scheitel} \begin{cases} \sigma_o = -\frac{25\,700\,000}{4\,800\,000} = -5{,}35 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_u = +\frac{29\,000\,000}{4\,800\,000} = +6{,}05 \text{ „} \end{cases}$$

$$\text{Kämpfer} \begin{cases} \sigma_o = +\frac{98\,700\,000}{14\,700\,000} = +6{,}71 \text{ „} \\ \sigma_u = -\frac{94\,900\,000}{14\,700\,000} = -6{,}45 \text{ „} \end{cases}$$

Hiermit ergeben sich die Grenzwerte im einseitig bewehrten Gewölbe unter Berücksichtigung der Gegenwirkung Δt:

Schnitt		Grenzwerte der Randspannungen im unbewehrten Gewölbe		Gegenwirkung Δt	Grenzwerte der Randspannungen im einseitig bewehrten Gewölbe unter Berücksichtigung von Δt	
Scheitel	σ_o	+ 48,79	+ 25,36	— 5,35	+ 43,44	+ 20,01
	σ_u	+ 23,87	— 0,57	+ 6,05	+ 29,92	+ 5,48
Kämpfer	σ_o	+ 27,90	— 1,75	+ 6,71	+ 34,61	+ 4,96
	σ_u	+ 49,27	+ 21,19	— 6,45	+ 42,82	+ 14,74

Die Zugspannungen sind ganz ausgeschaltet, es ist sogar noch ein kleiner Überschuß an Druckspannungen im Scheitel unten und im Kämpfer oben vorhanden.

Zu dem gleichen Ergebnis gelangen wir, wenn wir Schlußlamellen von je 5 m Länge im Scheitel und den Kämpfern entspr. Abb. 33 einseitig mit Eisen aussteifen.

s	h	$\frac{s}{h}$	Δt	$\Delta t \cdot \frac{s}{h}$	y	$\Delta t \cdot y \cdot \frac{s}{h}$
2,50	2,00	1,25	+ 20	+ 25,00	+ 5,46	+ 136,50
5,00	3,30	1,515	— 20	— 30,30	— 17,50	+ 530,25

$$H = \frac{21 \cdot 2 \cdot 666{,}75}{2 \cdot 300{,}044} = +46{,}67 \text{ t},$$

$$V = 0,$$

$$M = -\frac{21 \cdot 2 \cdot (-5{,}30)}{2 \cdot 7{,}81} = +14{,}25 \text{ tm},$$

Scheitel $\begin{cases} M_{k_o} = +14{,}25 - 46{,}67 \cdot 5{,}81 = -256{,}9 \text{ tm} \\ M_{k_u} = +14{,}25 - 46{,}67 \cdot 5{,}15 = -226{,}1 \text{ „} \end{cases}$

Kämpfer $\begin{cases} M_{k_o} = +14{,}25 + 46{,}67 \cdot 19{,}08 = +904{,}7 \text{ „} \\ M_{k_u} = +14{,}25 + 46{,}67 \cdot 19{,}86 = +941{,}1 \text{ „} \end{cases}$

Scheitel $\begin{cases} \sigma_o = -\frac{22\,610\,000}{4\,800\,000} = -4{,}70 \text{ kg/cm}^2 \\ \sigma_u = +\frac{25\,690\,000}{4\,800\,000} = +5{,}36 \text{ „} \end{cases}$

Kämpfer $\begin{cases} \sigma_o = +\frac{94\,110\,000}{14\,700\,000} = +6{,}40 \text{ „} \\ \sigma_u = -\frac{90\,470\,000}{14\,700\,000} = -6{,}15 \text{ „} \end{cases}$

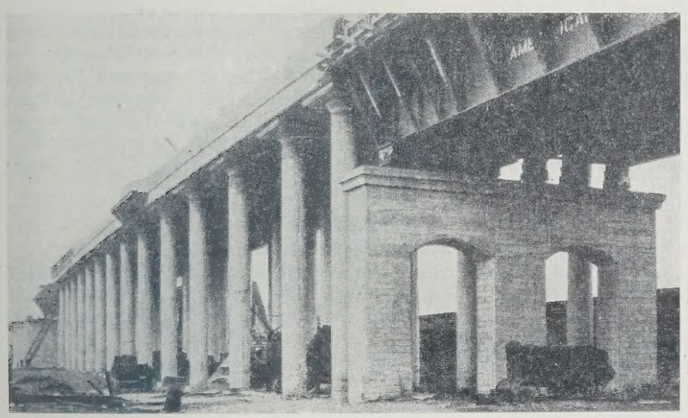
Schnitt		Grenzwerte im Betongewölbe		Gegenwirkung Δt	Grenzwerte im Betongewölbe mit Eisensteifen in den Schlußlamellen	
Scheitel	σ_o	+ 48,79	+ 25,36	— 4,70	+ 44,09	+ 20,66
	σ_u	+ 23,87	— 0,57	+ 5,36	+ 29,23	+ 4,79
Kämpfer	σ_o	+ 27,90	— 1,75	+ 6,40	+ 34,30	+ 4,65
	σ_u	+ 49,27	+ 21,19	— 6,15	+ 43,12	+ 15,04

Wenn die vorstehende Abhandlung zu weiteren Untersuchungen anregt, so ist der Zweck der Veröffentlichung erfüllt. Die Erprobung der Vorschläge in der Praxis ist erwünscht. Das Ergebnis ist abzuwarten. Immerhin darf gesagt werden, daß im Wölbbrückenbau durch enges Zusammengehen von Wissenschaft und Praxis noch Fortschritte möglich und wirtschaftliche Vorteile in Aussicht zu nehmen sind.

Vermischtes.

Verwendung von Pilzdecken bei den Rampenbauten der neuen Hebebrücke über den Hackensackfluß in New Jersey, U. S. A. Die an besseren Verkehrsverhältnissen interessierten Kreise waren mehrfach vergeblich an das amerikanische Kriegsministerium herangetreten, um zu erreichen, daß die bestehende Hebebrücke über den Hackensackfluß während der Stunden ihrer Höchstbeanspruchung durch den Eisenbahnverkehr dauernd geschlossen bleibe. Infolgedessen beschloß die Delaware, Lackawanna & Western Railroad, Hoboken, N. J., eine neue Hebebrücke mit einer auch im geschlossenen Zustande weit größeren Lichthöhe über dem Höchstwasserstande (12,2 m gegenüber 3,65 m) zu erbauen.

Diese inzwischen fertiggestellte Brücke besteht in der Mittelöffnung aus einer eisernen Hebebrücke von etwa 60,5 m Auflagerstützweite und einer größten Lichthöhe von 41 m. Während die übrigen Flußöffnungen mit eisernen Trägern, denen eine Betondecke überlagert ist, überspannt sind, bestehen die Zufahrtrampen aus trägerlosen Pilzdecken, die auf Pfeilern gelagert, deren Längsentfernung rd. 6,9 m und deren Querabstand rd. 5,5 m beträgt. Jeder Stützpfeiler besteht aus drei um-



schnürten Betonsäulen, die an ihrem Fuße durch Betonbalken verbunden sind, die entweder auf Beton- oder Holzpfählen, teilweise auch auf Senkkasten aufruhen. Je zwei nebeneinanderliegende Pfeiler sind durch Stützbalken, die sich in der äußeren Säulenreihe befinden, miteinander verbunden. Die Brückenfahrbahn trägt drei Gleise im gegenseitigen Abstande von rd. 4 m.

Die Berechnung der Pilzdecke ist nach dem Vierbahnensystem durchgeführt, und zwar wurde die Nutzlast so angenommen, daß daraus die größten Auflagerlasten für die äußeren und mittleren Säulenreihen entstanden unter gleichzeitiger Ermittlung der größten positiven und negativen Momente für die dazwischenliegenden Felder.

Die Säulen haben wegen der großen Höhe von 11 bis 12,5 m einen Durchmesser von 1,12 m. Um die Momente in der Querrichtung zu berechnen, wurde ein Belastungsgleichwert so angenommen, daß er den Größtmomenten infolge der Lokomotiveinzellasten entsprach; dieser wurde dann in der Querrichtung auf die Achsenentfernung der Gleise umgerechnet. Die größten Quermomente wurden aus den ungünstigsten Laststellungen, die der Belastung eines oder mehrerer Gleise entsprechen, berechnet. Die Momente, die infolge dieser gleichförmig verteilten Nutzlast entstehen, wurden den beiden Diagonalstreifen und den halben Längsgurtstreifen zugeteilt.

Die Lastaufteilung geschah so, daß die für die größten positiven Momente in Betracht kommenden und auf Gleisentfernung verteilten Nutzlasten durch zwei halbe Längs- und zwei Diagonalstreifen im umgekehrten Verhältnis ihrer Entfernung vom Lastmittelpunkt aufgenommen gedacht wurden, wobei die auf die Diagonalrichtungen entfallenden Momententeile im Verhältnis ihrer größeren Stützweite berücksichtigt wurden. Bezüglich der Aufteilung der Quermomente auf die Diagonalstreifen wurde die Hälfte der Quermomente unter die Quer- und Diagonalstreifen entsprechend ihrer Spannweiten aufgeteilt. In ähnlicher Weise geschah die Aufteilung der Momente des Eigengewichtes. Die Plattenstärke der Pilzdecke wurde mit 55 cm, die der Säulenkopfplatten mit 25 cm bemessen; die letzteren hatten quadratische Form, 2,58 × 2,58 m.

Diejenigen Säulen und die Widerlager, die hinterfüllt wurden, erhielten einen dicken Asphaltanstrich, dem Asbestfasern beigemengt waren.

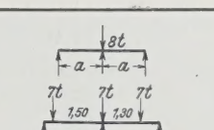
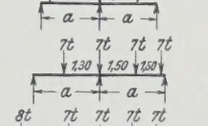
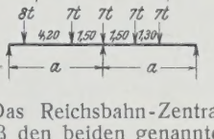
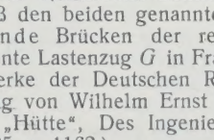
Als Konstruktionsneuheit sind die aus dicken Blechen bestehenden Säulenschalungen erwähnenswert, die an den Fugen durch Winkeleisen verstärkt und sowohl in der Längs- und Quer- als auch in der Diagonalrichtung gestützt wurden.

Die Schalungen für die einzelnen Felder der Pilzdecke, sowie für die Säulenkopfplatten wurden unmittelbar auf Bolzen abgestützt, die mittels eiserner Walzprofile in die Betonsäulen eingelassen waren (Patent M. Hirschthal, Betoningenieur der Delaware, Lackawanna & Western Railroad); dadurch entfiel die Notwendigkeit der Anordnung langer Stützglieder. — lg —

Größte Momente und Querkräfte der Brücken für regelspurige Nebenbahnen. Zu den Mitteilungen unter dieser Überschrift in der „Bautechnik“ 1928, Heft 33, S. 476 wird, um Irrtümer zu vermeiden, darauf hingewiesen, daß die in den Abb. 1 und 2 angegebenen Belastungen gemäß Erlaß des Reichsverkehrsministers E. II. 22 Nr. 2095 vom 26. 6. 1926 und Erlaß des Preuß. Ministers für Handel und Gewerbe J.-Nr. VI. 15. 2739 vom 24. 8. 1926 nur für die Nachrechnung der bestehenden Brücken der regelspurigen privaten Nebenbahnen Gültigkeit haben.

Zugleich wird durch die folgende Tafel, die an Stelle der Tafel 1 auf S. 476 zu setzen ist, ein nachträglich gefundener Fehler berichtigt.

Tafel 1.

Maßgebende Belastung	Querträgerentfernung a m	Querträgerbelastung für einen Schwellenträgerstrang t
	0,00—1,50	8,00
	1,50—3,00	$21 - \frac{19{,}6}{a}$
	3,00—5,70	$28 - \frac{40{,}6}{a}$
	5,70—10,00	$36 - \frac{86{,}2}{a}$

Das Reichsbahn-Zentralamt teilt uns hierzu ergänzend mit, daß gemäß den beiden genannten Ministerialerlassen[1]) für neue oder umzubauende Brücken der regelspurigen privaten Nebenbahnen nur der bekannte Lastenzug G in Frage kommt, der in den „Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft“ (BE) vom 25. 2. 1925 (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) genau angegeben ist. (Vergl. u. a. auch „Hütte“, Des Ingenieurs Taschenbuch, 25. Aufl., III. Band, 1928, S. 1095 u. 1162.)

[1]) Die Ministerialerlasse sind maßgebend für die Privatbahnen des allgemeinen Verkehrs sowie für die Kleinbahnen und Privatanschlußbahnen.

Technische Hochschule Breslau. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Geheimen Baurat Bräuning wegen seiner großen, sein Lebenswerk ausmachenden Verdienste um den Ausbau der wirtschaftlichen Grundlagen des Eisenbahnoberbaues.[1])

24. Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes am 18. und 19. Oktober 1928 in Darmstadt. Am Donnerstag, den 18. Oktober, finden geschäftliche Verhandlungen (im Gartensaale des Städt. Saalbaues) und ein Begrüßungsabend statt. Am Freitag, den 19. Oktober, ab vorm. 9,30 Uhr werden (für Mitglieder und Gäste) Vorträge in der Technischen Hochschule, Hörsaal 326, Eingang Hochschulstraße 1, gehalten, und zwar werden sprechen: Direktor Dr. Oelert, Berlin, „Zur wirtschaftlichen Lage"; Direktor Dr.-Ing. Schulz, Dortmund, über „Rostschutz und schwerrostende Stähle"; Direktor Dr.-Ing. ehr. Erlinghagen, Rheinhausen, über „Die Arbeiten des Deutschen Normenausschusses und ihre Zusammenhänge mit dem Deutschen Eisenbau"; Direktor Schmuckler, Berlin, über die „Vorzüge des Eisenbaues unter besonderer Berücksichtigung des Skelettbaues"; endlich Direktor Dr. Ostern, Hannover, über „Eisenbau und Berufsgenossenschaften".

Vorträge des „Hauses der Technik", Essen, im Wintersemester 1928/29. Das „Haus der Technik" in Essen bringt soeben das neue Vorlesungs-Verzeichnis für das Wintersemester 1928/29 heraus. Die Zusammenstellung der Vorträge läßt erkennen, daß auch diesmal hervorragende Vertreter der technischen Wissenschaften und Praxis für die zur Behandlung kommenden Themen gewonnen worden sind. Die erste der durchweg abends (7 bis 9 oder 6 bis 8 Uhr) stattfindenden Vorlesungen hält Universitätsprofessor Dr. Fr. Dessauer am 23. Oktober 1928 über „Technik und Erziehung".

Die Hörerkarten sind in den bekannten Essener Buchhandlungen, beim Verkehrsverein, der Bergschule, aber auch noch an der Abendkasse eines jeden Vortrages zu erhalten. Die Hörergebühr beträgt 2 R.-M. für jeden Vortragsabend (zwei Vortragsstunden).

Neues Schutzmittel gegen Erschütterungen. Bei dem Bau des Graybar-Gebäudes, das über den Gleisen der Grand Central Terminal-Bahn zwischen der 43. und 44. Straße, dem Depew-Platz und der Lexington-Avenue in New York errichtet wird, wurde nach dem „Contract Record" eine neue Abdichtung verwendet, um die von den unter dem Gebäude fahrenden Eisenbahnzügen herrührenden Erschütterungen abzudämpfen. Die gewählte Abdichtung besteht aus einem tiegelförmigen, im Betonfundament eingelagerten Bleiblech. In diese Bleiblechschale wurde eine 9,5 mm dicke Asbestscheibe eingelegt, auf die ein Eisenblech folgt, dann kommt wieder eine Asbestschicht, die nun endlich wieder von einem Bleiblech überdeckt wird. Wie die „Münchener Post" schreibt, wird behauptet, daß durch diese Zwischenlagen die Erschütterungen aufgefangen und vollkommen abgedämpft werden.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Prüfung von Schwingungen und dynamischen Spannungen. Bekanntlich hatte die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft vor einigen Jahren ein Preisausschreiben zur Erlangung eines Spannungsmessers für die Bestimmung dynamischer Beanspruchungen eiserner Brücken erlassen, über dessen Ergebnis vor einigen Monaten im Auftrage des Preisgerichts die Herren Hort und Hülsenkamp öffentlich ausführlich berichtet haben. Eine der wesentlichsten Feststellungen war die der Eigenschwingungszahlen, und zwar wurde durch sorgfältige Messungen für den Spannungsmesser von Dr. Geiger, der mit zwei anderen als ein wesentlicher Beitrag zur Lösung des Problems anerkannt wurde, eine Eigenschwingungszahl von 58 in 1 Sek. gefunden.

Wenn demgegenüber in dem Aufsatze von Oelschläger in der „Bautechnik" 1928, Heft 22, S. 297, die Eigenschwingungszahl des Geigerschen Instrumentes mit 300 in 1 Sek. angegeben wird, so ist das m. E. nicht zu rechtfertigen. Herr Oelschläger kann doch wohl nicht über diese unparteilichen und wissenschaftlichen Messungen der Eigenschwingungszahl mit Stillschweigen hinweggehen und die von Herrn Dr. Geiger vor der Prüfung durch das Preisgericht vermutete und sicherlich in gutem Glauben angegebene Zahl beibehalten wollen. Nach dem Gesamtergebnis der Ausschreibung ist für den nüchternen Beurteiler auf eine erhebliche Steigerung der Schwingungszahl über etwa 100 in 1 Sek. bei mechanischen Spannungsmessern kaum noch zu hoffen. Das wird auch durch die vergeblichen Versuche der Herren Hort und Hülsenkamp bestätigt, die mit einem unter Benutzung aller Erfahrungen entstandenen neuen Modell ebenfalls nur bis zu 80 in 1 Sek. gelangten. Herr Oelschläger meint aber, daß der Geigersche Spannungsmesser durch Sonderanordnung auch zur Registrierung von Schwingungszahlen über 1000 in 1 Sek. gebracht werden könne.

Es wäre außerordentlich interessant zu erfahren, warum Herr Oelschläger die Feststellung der Eigenschwingungszahl des Geigerschen Spannungsmessers durch das Preisgericht nicht gelten lassen will.

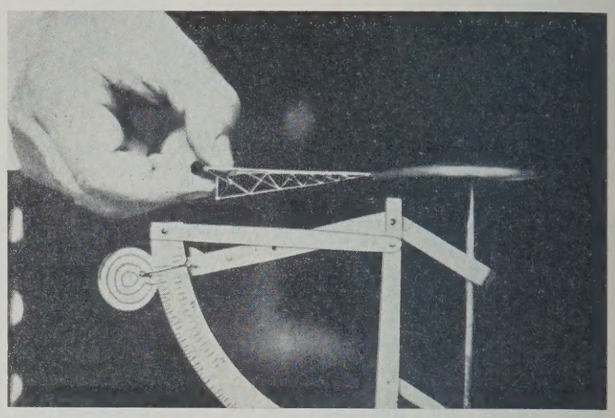
Berlin, den 19. Juni 1928.

Prof. Dr.-Ing. Skutsch, Reichsbahnoberrat.

[1]) Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Bräuning ist der Verfasser des bekannten Werkes: „Die Grundlagen des Gleisbaues". Berlin 1920. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. In der „Bautechnik" 1923, Heft 27, findet sich von ihm der Aufsatz: „Über Berechnung und Beobachtung des Eisenbahnoberbaues."

Erwiderung.

Die Eigenfrequenz von 58 i. d. Sek. ist nur bei dem einen, zum Wettbewerb des Reichsbahn-Zentralamts eingerichteten Apparat vorhanden. Bei den normalen, von Lehmann & Michels gebauten Apparaten ist sie wesentlich höher. Der Wettbewerbsapparat war also in dieser Hinsicht mit Rücksicht auf andere, beim Wettbewerb verlangte Bedingungen ein Rückschritt.



Bei der Frequenz von 1000 i. d. Sek. handelt es sich um folgende Anordnung. Ein Gitterhebel wird (s. Abb.) mit der Gabelnadel verbunden, die durch die normale Feder auf eine Blattfeder von den Abmessungen wie etwa bei der Eisenbahnwagenfederung drückt. Zu dieser Anordnung kam Herr Dr.-Ing. Geiger auf dem Wege über eine Schütteleinrichtung mit sich drehender Welle, die mit mehr als 30 000 Umdrehungen i. d. Min. nicht betrieben werden konnte. Um zu sehen, ob die Schreibvorrichtung als solche noch raschere Schwingungen aufzeichnen kann, wurde die genannte Anordnung getroffen, bei der die Blattfeder durch Anschlagen in Eigenschwingungen versetzt wurde. Die Änderung der Eigenfrequenz war dadurch leicht möglich, daß die schwingende Länge größer oder kleiner gewählt wurde. Tatsächlich erzielte man dadurch als höchste Schwingungszahl 1000 i. d. Sek. Die aufgezeichneten Schwingungen sind allerdings sehr klein, so daß bei einer Wiedergabe hier in natürlicher Größe das Diagramm zu undeutlich wird. Der mechanisch registrierende Schwingungsmesser kann als Ganzes natürlich nicht zur Registrierung von Schwingungen von 1000 i. d. Sek. gebracht werden, voraussichtlich auch in Zukunft nicht, sofern man nicht nur qualitativ, sondern auch quantitativ getreue Wiedergabe verlangt. In den letzten Monaten ist es Herrn Dr.-Ing. Geiger gelungen, in Verbindung mit Lehmann & Michels den Spannungsmesser weiter so zu entwickeln, daß er eine Eigenfrequenz von 258 i. d. Sek. besitzt, was einen erfreulichen Fortschritt darstellt, der das Gerät, auch wenn man hohe Anforderungen hinsichtlich richtiger Wiedergabe der in Brücken auftretenden Spannungsschwankungen stellt, für praktische Messungen wohl geeignet erscheinen läßt. Julius Oelschläger.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Vorrichtung zum Halten von Putzleisten. (Kl. 37d, Nr. 455 163 vom 11. 2. 1926, von Adolf Lüders sen. in Lüneburg.) Um die üblichen Zwischenklötze oder Brettchen zum Halten von Putzleisten zu vermeiden, wird in die Mörtelfuge ein Haltestift *b* fest eingeschlagen, dann wird die in einer Kapsel *a* quer verschiebbare Druckklammer *c* so weit auf dem Haltestift *C* und nötigenfalls in der Kapsel *a* verschoben, bis die gebogene Angriffsfläche der Druckklammer *c* auf der Putzleiste aufliegt. Einige leichte Hammerschläge auf die Kapsel *a* genügen, um die Putzleiste fest an das Mauerwerk zu drücken. Das Lösen der Druckklammer geschieht durch Lockerung des Haltestiftes. Die Putzleiste kann beliebig stark und breit sein, da die Vorrichtung sowohl in der Tiefe als auch quer verstellbar ist.

Personalnachrichten.

Preußen. Gestorben: der Oberbaurat a. D. Max Stündeck in Düsseldorf, früher Mitglied der Eisenbahndirektion in Elberfeld.

Württemberg. Der Staatspräsident hat den Regierungsbaumeister Mangold beim Technischen Amt der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau und den Regierungsbaumeister J. Weimer beim Straßen- und Wasserbauamt Ellwangen zu Bauräten (Bes.-Gr. 4b) im Geschäftskreis der Ministerialabteilung für den Straßen- und Wasserbau ernannt.

INHALT: Die Hindenburgbrücke über das Seltenreintal Löbau (Sachsen). — Neues Verfahren der Wasserhaltung, insbesondere bei Kanalisationsarbeiten. — Über Maßnahmen zur Herabsetzung und Ausschaltung der Schwindspannungen bei Bauwerken aus Beton und Eisenbeton (Schluß.) — Vermischtes: Verwendung von Pilzdecken bei den Rampenbauten der neuen Hebebrücke über den Hackensackfluß in New Jersey, U. S. A. — Größte Momente und Querkräfte der Brücken für regelspurige Nebenbahnen. — Technische Hochschule Breslau. — 24. Hauptversammlung des Deutschen Eisenbau-Verbandes am 18. und 19. Oktober 1928 in Darmstadt. — Vorträge des „Hauses der Technik", Essen, im Wintersemester 1928/29. — Neues Schutzmittel gegen Erschütterungen. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 12. Oktober 1928 | Heft 44

Alle Rechte vorbehalten.

Sprengwirkungen an Eisenbeton.

Von Dr.-Ing. **R. Kraus**, Cüstrin.

Bei Tragwerken aus Eisenbeton werden Beanspruchungen dynamischer Art, wie Erschütterung von Brücken durch Verkehrslasten oder hoher Rahmenstockwerkbauten durch Maschinenbetrieb bezw. vorüberfahrende Lastwagen, meist durch Einführung eines empirischen Faktors in die statische Berechnung berücksichtigt. Die Frage der Standsicherheit der Verbundkonstruktion gegenüber kurzen, gewaltsamen Erschütterungen (Erdbeben, Explosionen) tritt naturgemäß nur dann in den Vordergrund, wenn mit solchen Möglichkeiten zu rechnen ist, z. B. bei Hochbauten in Erdbebengebieten oder Fabrikbauten mit Sprengstoffverarbeitung. Hierbei werden dann die Erfahrungen zu Rate gezogen, die man bei Feuersbrünsten, Einstürzen, Beschießungen und ähnlichen Katastrophen gesammelt hat. Die nachfolgenden Mitteilungen sollen einen Beitrag zu den bisherigen Beobachtungen über die Widerstandsfähigkeit von Eisenbetonkonstruktionen gegenüber schweren inneren Erschütterungen liefern.

Es handelt sich um die kürzlich in Berlin vorgenommene Sprengung eines alten Eisenbetonsilos, der die äußere Form eines Parallelepipedons von etwa 24 m Breite, 30 m Länge und 18 m Höhe hatte. Der Innenraum war durch zwei kreuzweise angeordnete Zwischenwände in vier große Bunker zerlegt, die im ganzen auf 36 starken Pfeilern von der ungefähren Anordnung der Abb. 1 ruhten. In der Längsrichtung waren diese Pfeiler durch Spitzbogengurte untereinander verbunden, zwischen denen in der Querrichtung Stichbogengewölbe gespannt waren. Die etwa 15 cm starken Eisenbetonwände waren durch schmale Strebepfeiler auf diese Gurtbogen und Gewölbe abgestützt. Infolge der Lage des Silos inmitten industrieller Anlagen, in der Nähe bewohnter Gebäude und eines Gasbehälters war es nicht möglich, mit vollen Sprengladungen in geeigneter Höhe über dem Erdboden zu arbeiten; es mußte vielmehr versucht werden, zur Vermeidung gefährlicher Splitterwirkung und großen Luftdruckes das Bauwerk durch Anbringung von Erschütterungsladungen in den Füßen der Pfeiler niederzulegen. Zu diesem Zwecke war beabsichtigt, die Pfeiler reihenweise, mit *A* beginnend, zu sprengen, weshalb zunächst der Zusammenhang zwischen den Reihen *A* und *B* durch Sprengung der Gurtbogen im Scheitel gelöst wurde (Abb. 2). Hier zeigte sich die bekannte Wirkung, daß der Beton zwischen den Eiseneinlagen herausgeschleudert worden war, während diese selbst nur verbogen waren; sie wurden deshalb durch Schneidbrenner getrennt. Eine gleichzeitige Versuchssprengung der Pfeiler *A*1 und *A*2 in Höhe des Erdbodens hatte das in Abb. 3 gezeigte Ergebnis, daß von dem Eckpfeiler nur ein schmaler Kern stehenblieb, während Pfeiler *A*2 völlig vom Fundament getrennt wurde. Nunmehr sollte die Vorderwand des Silos durch Sprengung der Pfeiler *A*3—*A*4—*A*5—*A*6 und *B*3—*B*4 nach außen umgelegt werden.

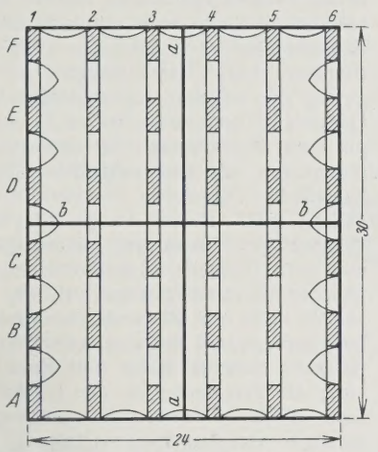


Abb. 1. Schematischer Grundriß.

Abb. 3. Pfeiler *A*1 (rechts) und *A*2 (links) nach der Versuchssprengung.

Der Erfolg war ein vollkommener Einsturz der *B*-Pfeiler und eine Zerstörung der *A*-Pfeilerfüße in ähnlicher Weise wie bei *A*2, so daß der Zusammenhang mit dem Fundament auf wenige sehr schmale Kernstücke und einige verbogene Rundeisen (die Pfeiler enthielten nur an den Ecken eine in das Fundament eingreifende Bewehrung) beschränkt blieb. An der Vorderwand selbst war keinerlei Veränderung wahrzunehmen, woraus sich die bemerkenswerte Tatsache ergab, daß die schweren Pfeiler von über 2 m² Querschnitt ohne merkliche Senkung an der dünnen Vorderwand hängenblieben, die ihrerseits wieder von der anstoßenden Mittel-

Abb. 2. Durchblick zwischen den Pfeilerreihen *A* und *B* nach der ersten Sprengung.

Abb. 4. Blick auf die stehengebliebene Mittelwand über dem Pfeilerpaar *B*3—*B*4.

Abb. 5. Der gesprengte Pfeiler $B4$.

wand gehalten wurde. Der Zusammenhang der mit zahlreichen dünnen Rundeisen bewehrten Außenwände an den Ecken war sehr unvollkommen; jedenfalls klaffte schon vor der Sprengung an der Ecke der $A1$ ein durchgehender Riß, der das Übergreifen der Eisen in die anstoßende Wand, aber keine besondere Eckenversteifung erkennen ließ. Abb. 4 zeigt den eingestürzten Pfeiler $B3$, der im Sturz auch die Streben der Mittelwand ($a—a$ in Abbild. 1) heruntergerissen hat. Diese schmale Wand ist nicht nur an dieser Stelle jeder Unterstützung beraubt, wie aus der von der anderen Seite gemachten Aufnahme des geborstenen Pfeilers $B4$ (Abb. 5) zu ersehen ist, sondern hält ihrerseits den ganzen vorderen Teil des Bauwerks in der Schwebe; denn die auf Abb. 4 rechts sichtbare Pfeilerreihe A war bereits in Bodenhöhe so gesprengt, daß sie teilweise frei über den Fundamenten hing.

Dieser Fall läßt die bemerkenswerte Zähigkeit schlanker Eisenbetonbauteile mit zahlreichen dünnen Eiseneinlagen bei plötzlich auftretenden gewaltsamen Erschütterungen erkennen, wie sie auch seinerzeit bei der Oppauer Explosionskatastrophe beobachtet worden war, wo schwere massive Betonbauteile einstürzten, während leichte aufgelöste Konstruktionen den Erschütterungen standhielten. Auch der weitere Verlauf der Sprengung bestätigte diese Erfahrungen. Zunächst wurde davon Abstand genommen, noch weitere Sprengladungen an den Scheiteln der Gurtbogen anzubringen, da nach den bisherigen Sprengwirkungen die Ursache für den Zusammenhalt der einzelnen Pfeiler weniger in den Gurtbogen und Kappen, als vielmehr in den Wänden des Silos zu suchen war. Wie schon erwähnt, verbot sich die Anbringung von Sprengladungen an den hochgehenden Wänden selbst aus Sicherheitsgründen. Auch die folgenden beiden Sprengungen der Pfeiler $B1—B2—B5—B6—C3—C4$ und $C1—C2—C5—C6—D3—D4$ vermochten noch nicht, das Bauwerk zum Einsturz zu bringen. Lediglich der über den Pfeilern $A1—B1—C1$ befindliche Teil der linken Seitenwand löste sich nach einigen Stunden los. Erst die nächste Sprengung der Pfeiler $D1—D2—D5—D6—E1—E2$ in Bodenhöhe zugleich mit einem nochmaligen Angriff auf die Pfeilerreihe A durch Anbringung geballter Ladungen brachte den Erfolg, daß die Vorderwand und rechte Seitenwand (über $A6$ bis $E6$) einstürzten. Das Kreuz der Zwischenwände ($a—a$ und $b—b$ in Abb. 1) neigte sich etwas nach vorn und hob bei dieser über die Pfeiler $E3—E4—E5—E6$ ausgeführten Kippbewegung die ganze Hinterwand mitsamt den schweren Pfeilern $F3—F4—F5—F6$ ein wenig von ihrem Fundament ab. Dieser Vorgang ist ein Beweis für den großen Einfluß kreuzweise angeordneter Zwischenwände auf die Standfestigkeit von Silobauten. Wenn man sich vergegenwärtigt, welche Schubspannungen die schmalen Zwischenwände beim Festhalten bezw. Anheben der Außenwände mit Pfeilern aufzunehmen hatten, so läßt sich der zähe Zusammenhang der beiden Wände untereinander wohl erklären. Die folgende Sprengung der Pfeiler $E3—E4—E5—E6—F1—F2$ nahm erst diesen Wänden den letzten Halt, so daß die Zwischenwände kartenhausartig zusammenfielen und sich die Rückwand nach innen auf deren Trümmer legte. Einige geballte Ladungen an den Pfeilern $F3—F4—F5—F6$ vollendeten das Werk der Zerstörung.

Die hier wiedergegebenen Beobachtungen der Sprengwirkung sind in verschiedener Hinsicht beachtenswert. Es sei nur daran erinnert, daß nach dem Einsturz der Oderbrücke bei Gartz vor zwei Jahren anfangs die Ursache in der aufgelösten Konstruktion der Brücke gesucht wurde. Dabei hatte sich gerade damals bei dem seines Auflagers beraubten und in das Flußbett gestürzten rechten Brückenteil trotz der gewaltigen Erschütterung kaum eine ernsthafte Beschädigung in den Stabteilen des Eisenbetonfachwerks gezeigt, während der massive Pfeiler völlig zertrümmert war. Diese Zähigkeit, dieser starke innere Zusammenhalt gerade der schlanken, gleichmäßig mit zahlreichen Eisen von kleinem Querschnitt bewehrten Betonteile war auch bei den einzelnen Phasen des hier besprochenen Sprengvorganges deutlich zu erkennen — eine Eigenschaft, die der aufgelösten Eisenbetonbauweise gegenüber dem eigentlichen Massivbau bei stark dynamisch beanspruchten Bauten den Vorzug gibt. Ferner lassen sich Schlüsse ziehen auf den Grad der gegenseitigen Einspannung von kreuzweise angeordneten Zwischenwänden, was noch leichtere Bunkerkonstruktionen zuläßt, als sie sich nach der üblichen Berechnungsweise ergeben. Schließlich sei noch erwähnt, daß sowohl diese wie alle anderen vom Verfasser bisher beobachteten Eisenbetonsprengungen die viel verfochtene Ansicht bestätigte, daß die Haftfestigkeit zwischen Beton und Eisen eine rein mechanische ist und auf einer Art Verzahnung in den Unebenheiten der Eisenoberfläche beruht; denn der Beton wurde nicht nur durch verhältnismäßig schwache Sprengladungen von dem Eisen vollständig losgetrennt, sondern es zeigten sich auch innerhalb der Erschütterungszone die stärksten Risse da, wo mehrere Eisen nebeneinander in einer Reihe gelagert waren.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Auswechslung von eisernen Eisenbahnbrücken mit Kranwagen.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle,** Stuttgart.

(Fortsetzung aus Heft 41.)

I. Verfahren.

Ausheben und Einsetzen von eisernen Überbauten mit zwei Kranwagen und Hilfsladekonstruktion.

Die Hilfsladekonstruktion (Abb. 10) besteht aus zwei Hauptträgern a mit längsverschieblichen Aufhängvorrichtungen an den Enden, die mittels Tragwinkeln b zwischen den Kranplattformwagen derart eingehängt werden,

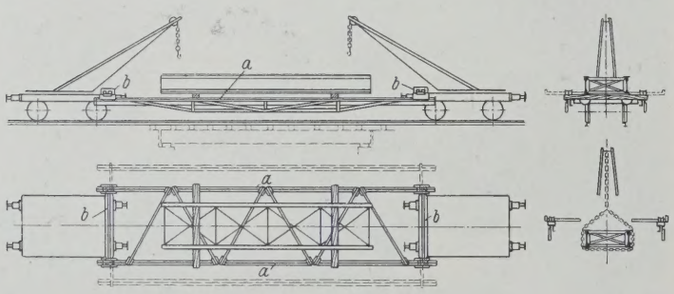


Abb. 10.

daß Querverschiebungen vorgenommen werden können. Die Hilfsladekonstruktion wird nach Länge und Breite der Überbauten eingestellt, mit Querverband versehen und durch Dorne unverschieblich festgelegt. Damit ist zwischen den Kranwagen eine Hilfsbrücke geschaffen, auf der der zur Auswechslung bestimmte, in der Brückenmeisterei fertig zusammengebaute Überbau verladen wird.

Der durch Werkstatt- und Brückenprüfungswagen verstärkte Arbeitszug für die Auswechslung wird auf dem der Baustelle nächstgelegenen Bahnhof zusammengestellt und in der für die Arbeiten vorgesehenen Zugpause mit Lokomotive zur Baustelle gefahren, wo alle Vorbereitungen für das Unterbrechen des Gleises getroffen sind. Auf der Baustelle angekommen, wird der Zug derart aufgestellt, daß der neue Überbau über den alten

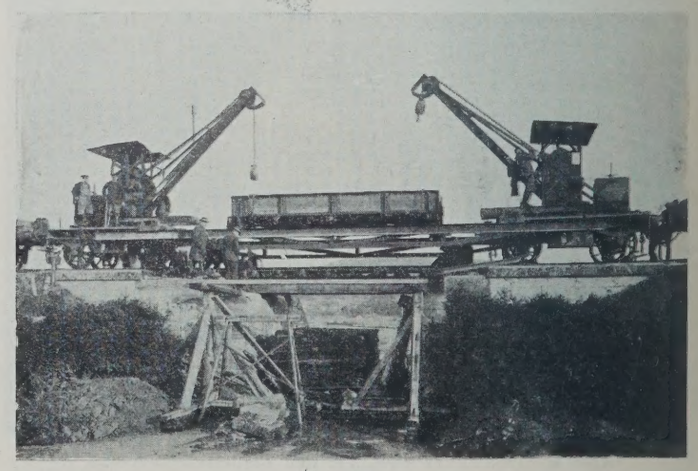


Abb. 11.

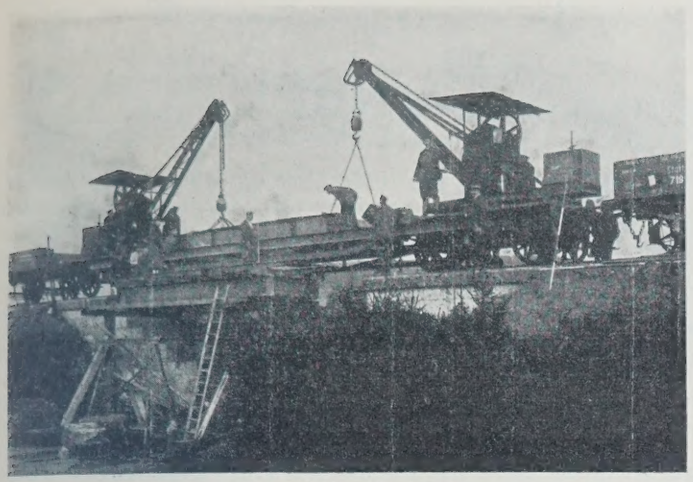


Abb. 12.

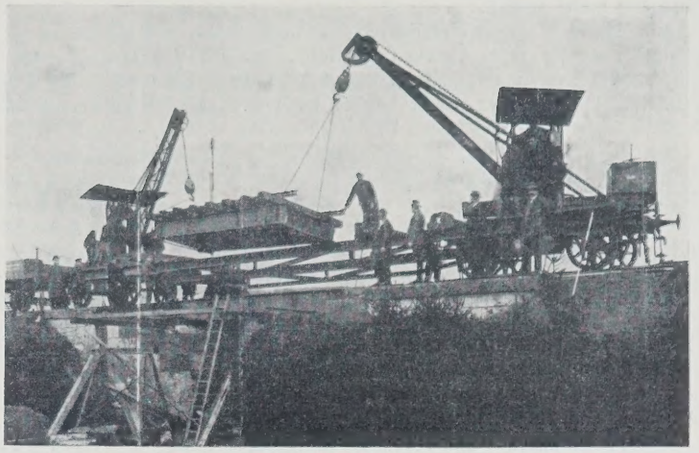


Abb. 13.

zu liegen kommt (Abb. 11). Nach dem Ablaschen des durchgehenden Gleises wird der neue Überbau mit den Kranen angehoben, der Verband der entlasteten Hilfskonstruktion gelöst und deren Hauptträger auf den Tragwinkeln so weit herausgeschoben, bis ein für das Ablassen der neuen Brücke ausreichender Spielraum vorhanden ist. Sodann wird der alte Überbau auf Gleitschienen auf ein Hilfsgerüst seitlich herausgeschoben, der neue Überbau abgelassen, auf die Lager gesetzt und ausgerichtet. Sobald die Schienen aufgebracht und angeschlossen sind, kann der Arbeitszug die Baustelle verlassen. Vor dem Abfahren wird noch der alte Überbau auf die inzwischen wieder zusammengebaute Hilfskonstruktion aufgeladen (Abb. 12).

Der Zeitaufwand für die Auswechslung in der vorgeschriebenen Art kann bei guter Vorbereitung bis auf eine Stunde verkürzt werden. Ein Nachteil des Verfahrens besteht darin, daß zum Aufladen des seitlich ausgeschobenen alten Überbaues ein Kran nachgefahren werden muß, um den Schrägzug beim Einschwenken auszuschalten. Das Verfahren kommt deshalb nur für Überbauten unter 18 t Gewicht in Betracht.

II. Verfahren.

Die Erfahrungen, die beim Ein- und Ausbau von eisernen Überbauten für Brücken mit Kranwagen gemacht worden sind, haben die Ardeltwerke in Eberswalde veranlaßt, eine Krantraverse (D. R. P.) zu entwerfen, bei deren Verwendung der Schrägzug der Last beim Ein- und Ausschwenken der Überbauten, der eine große Gefahr für die Fahrzeuge und das Bedienungspersonal darstellt, nicht auftritt (Abb. 13).

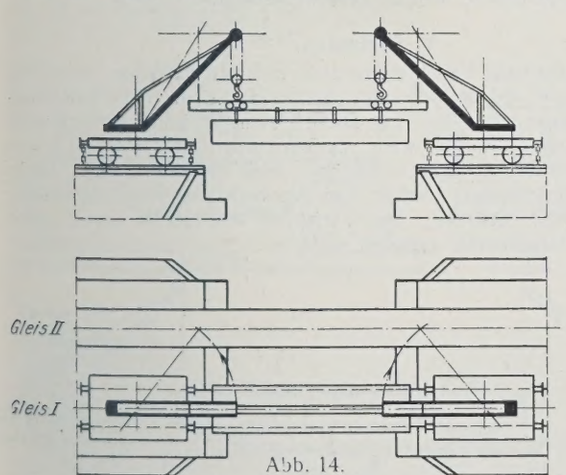


Abb. 14.

In Abb. 14 sind zwei Kranwagen dargestellt, die gemeinsam mit einer derartigen Krantraverse arbeiten.

Die Krantraverse besteht aus einem Längsträger, an dem verstellbare Zangen, Schlingketten oder dergl. vorgesehen sind, mit deren Hilfe die Überbauten an der Traverse angeschlagen werden können. An den Enden der Träger sind auf Kugellagern laufende, leicht bewegliche Katzen vorgesehen, in die die Lasthaken der Krane eingehängt werden.

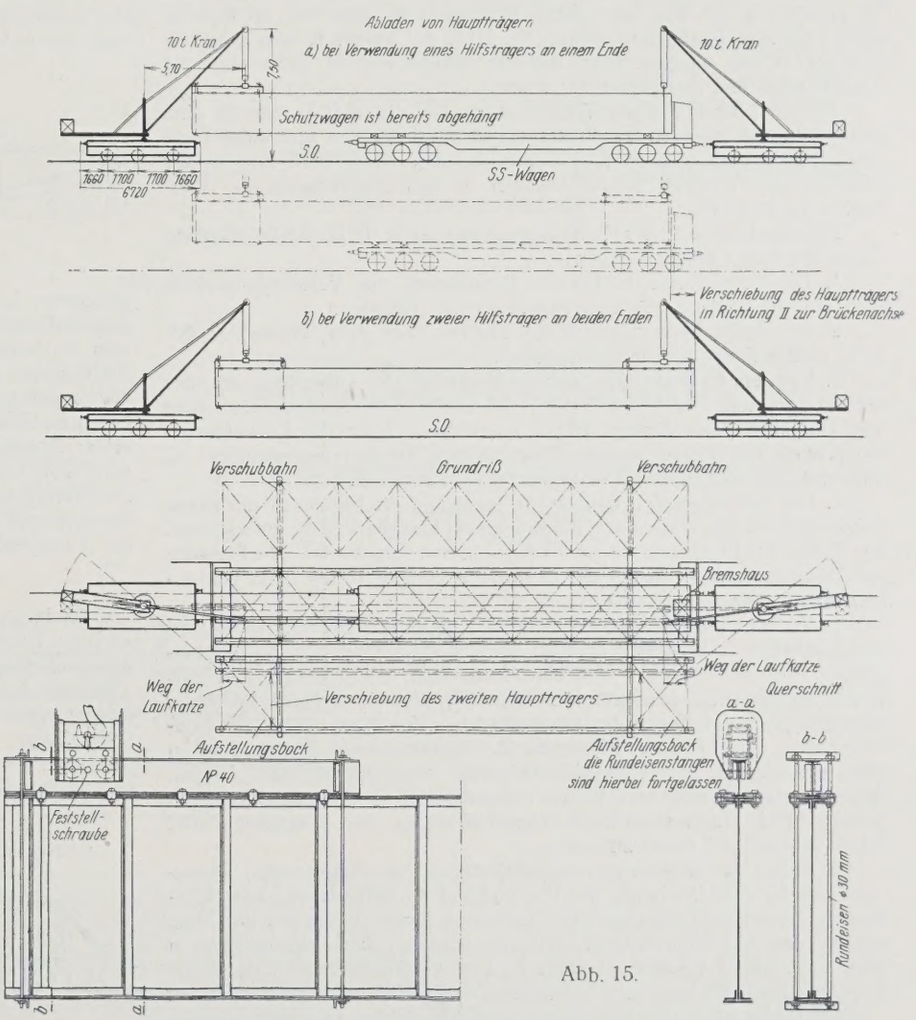


Abb. 15.

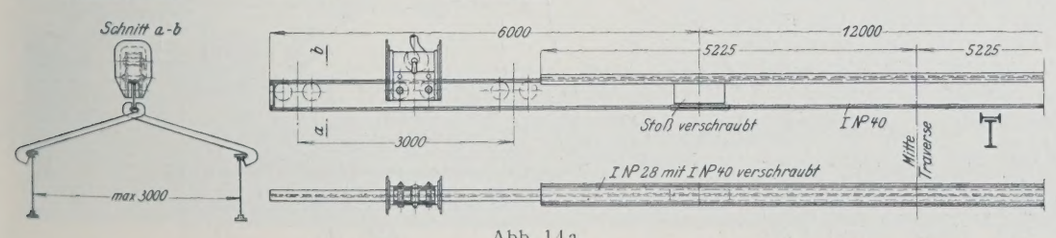


Abb. 14a.

Beim seitlichen Ein- oder Ausschwenken der Überbauten werden die an der Krantraverse laufenden Katzen durch den eintretenden Schrägzug so weit bewegt, bis der Aufhängepunkt der Laufkatzen genau unter der Mitte der Unterflaschen der Krane

steht, die Fahrbewegung der Laufkatzen aufhört und kein Schrägzug mehr auftritt.

Ein Nachteil dieser Vorrichtung besteht darin, daß der Hilfsträger zuviel totes Gewicht darstellt, das für die Tragfähigkeit der Krane verlorengeht, und daß bei langen Bauteilen (z. B. Blechträgern über 18 m Länge) besondere Maßnahmen gegen seitliches Ausbiegen des Hilfsträgers nötig sind.

Reichsbahnoberrat Köhler von der R. B. D. Stettin hat für das Auswechseln von Brückenträgern dadurch eine wesentliche Vereinfachung und größere Verwendungsmöglichkeit der Krantraverse erzielt, daß er an Stelle eines durchgehenden Hilfsträgers nur auf einem Ende bezw. auf beiden Enden des Überbaues I-Träger als Rollbahnen für die Laufkatzen befestigt (Abb. 15). Seine Einrichtung ist von der Länge der Brückenträger unabhängig, da immer wieder dieselben I-Träger verwendet werden können. Da außerdem die Hilfsträger unmittelbar auf dem Hauptträger befestigt sind, fallen die Zangen fort, man gewinnt an Hubhöhe und durch Fortfall des mittleren Hilfsträgerstückes an Hubkraft für die Krane. Auf diese Weise sind mit zwei 10-t-Kranen Träger bis zu rd. 27 m Länge und 17 t Gewicht auf der Baustelle im ganzen entladen und eingebaut worden. In Abb. 15 ist unter a das Abladen von Hauptträgern bei Verwendung eines Hilfsträgers auf einem Ende dargestellt; das andere Ende ist fest mit dem Lasthaken verbunden. Unter b ist die Verwendung von zwei Hilfsträgern auf beiden Enden gezeigt. Hierbei ist zu beachten, daß wegen des auf einem Wagenende stehenden Bremshauses der eine Kran den Träger nur am Ende fassen kann und daß nach einer kleinen Schwenkung der Krane der Brückenträger erst durch die Laufkatzen hindurchgeschoben werden muß, damit auf beiden Seiten für die Laufkatzen der gleiche Spielraum vorhanden ist. Bei gleichem Schwenkungswinkel ist im Falle a der Weg der Laufkatze doppelt so groß als im Falle b. Ganze eiserne Überbauten können mit Hilfe der kurzen Krantraversen in ähnlicher Weise ausgewechselt werden; maßgebend ist immer nur die Tragfähigkeit und Ausladung der Krane.

Mit den beschriebenen Vorrichtungen hat die R. B. D. Stettin eine große Zahl von eisernen Eisenbahnbrücken ausgewechselt und dabei ohne wesentlichen Kostenaufwand mit feststehenden Kranwagen und in der höheren Lage unverstellbarem Auslager in wenigen Minuten die Überbauten verschwenkt.

Für den Gebrauch der Krantraversen hat die R. B. D. Stettin folgende Dienstanweisung herausgegeben:

1. Die Krantraverse ist bei der Beförderung zur Verwendungsstelle stets auf einen Wagen ohne Bremshaus zu verladen.

2. Bei jeder Benutzung ist die Traverse von dem Wagen nur mit Hilfe beider Krane ab- und aufzuheben.

3. Vor dem Gebrauch der Traverse ist die Art der Aufstellung der hierbei verwendeten Krane, Überhöhung der Gleise, Gleisabstand, Ausladung und Hubhöhe jedes Kranes genau zu prüfen. Auch die Befestigungsmöglichkeit der Krane an den Schienen auf Brücken ist besonders zu untersuchen. Auf störende Leitschienen ist zu achten.

4. Die Bolzen an den Laufkatzen, an denen die Lasthaken der Krane aufgehängt werden, sind in den Führungen auf Gangbarkeit zu untersuchen. Die Rollen der Laufkatzen müssen sich leicht bewegen lassen. Die Flansche der Längstraverse, an denen die Laufkatzen entlang rollen, sind von anhaftendem Schmutz zu säubern.

5. Vor der Benutzung der Traverse ist die Maulbreite und die Stärke der Lasthaken festzustellen und zu prüfen, ob sie an den Bolzen aufgehängt werden können. Um eine feste Lage der Lasthaken an den Bolzen herzustellen, müssen etwa sechs bis acht kurze Holzfutterstücke oder eiserne Ringfutter vorgehalten werden. Zur Begrenzung der Laufkatzenwege sind an den Flanschen der Längstraverse Zwingschrauben oder anderweitige entsprechende Hilfsmittel anzubringen. Die Zangen, die die anzuhebende Last halten müssen, sind in ihrer Reichmitte zu prüfen. Für die veränderliche Längseinstellung der Tragzangen sind Schraubenschlüssel bereit zu halten.

6. Neben der allgemeinen Berücksichtigung der bestehenden Dienstvorschrift für den Gebrauch, die Prüfung und die Behandlung von Hebezeugen, ist bei dem Gebrauch der Traverse jedesmal besonders darauf zu achten, daß die Kranbremsen wirksam arbeiten, das Gegengewicht in jeder Lage gegen Abrollen gesichert ist und die Standsicherheit der Krane in gekrümmten Gleisen auch in ausgeschwenkter Stellung vorhanden ist.

Ein Nachteil des Verfahrens besteht darin, daß die Last bei ungleichmäßigem Heben und Senken in Bewegung gerät und auch am Tiefpunkt abzurollen strebt. Das Abrollen der Laufkatzen muß durch Anschläge verhindert werden, die entsprechend der voraussichtlichen Bewegung der Laufkatze einzustellen und während der Arbeit zu versetzen sind.

III. Verfahren.

Für das seitliche Absetzen von Brücken kann auch folgender Arbeitsvorgang empfohlen werden (Abb. 16).

Die Brücke wird zwischen zwei Kranwagen A und B auf gewöhnlichen Wagen an die Baustelle gebracht und angehoben. Hierauf schwenkt der

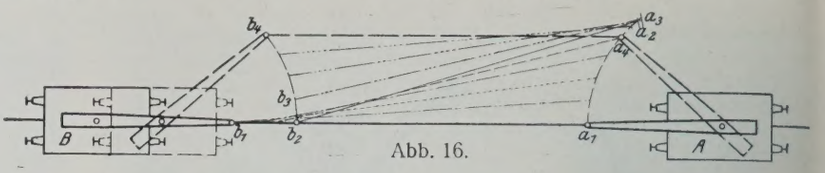


Abb. 16.

Ausleger des fest verankerten Krans A von a_1 nach a_2, indessen gleichzeitig Kran B mit Ausleger in Gleisrichtung langsam gegen den Kran A gedrückt wird, bis der Aufhängepunkt von b_1 nach b_2 gelangt ist. Vorausgesetzt ist, daß die Länge des Verladewagens eine Verschiebung des Kranwagens zuläßt. Die Brücke nimmt nun die Lage a_2 b_2 ein. Der jetzt ebenfalls fest verankerte Kran B schwenkt in der Folge nach b_3, während Ausleger A seinen Weg in der Richtung $a_2 - a_3$ fortsetzt. Damit schließlich die Endlage a_4 bis b_4 erreicht wird, schwenkt Ausleger B in gleicher Richtung von b_3 bis b_4 weiter, während Ausleger A im nunmehr entgegengesetzten Drehsinn von a_3 nach a_4 zurückschwenkt. Hierauf kann die Last abgelassen werden. Mit den um die Kranmittelpunkte beschriebenen Schwenkkreisen ergibt sich die gegenseitige Stellung der Ausleger aus der Bedingung, daß der Abstand der Auslegerköpfe in jeder Lage des Überbaues gleich groß sein muß. Bei stets paralleler Lage des Überbaues zum Gleis würde sich der Abstand verkürzen, also Schrägzug auftreten. In der Abb. 16 sind für gleichbleibenden Abstand noch einige Zwischenstellungen des Überbaues dargestellt.

IV. Verfahren.

Bei Kranwagen, die mit mehr als 9 t belastet werden, läßt die Bauart in der Regel unter angehängter Last keine Verschiebung mehr zu. Das Verfahren III bedarf in diesem Falle einer Ergänzung (Abb. 17). a und b seien die Aufhängepunkte der Brücke, die auf den mit Drehschemeln aus-

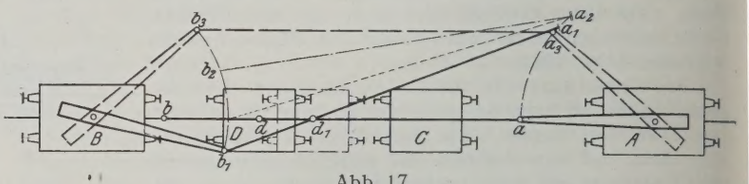


Abb. 17.

gerüsteten Langholzwagen C und D zur Baustelle gebracht worden ist. Zunächst wird nur Kran A eingehängt und das ihm zugewandte Lastende vom Drehschemel C abgehoben. Das andere Brückenende bleibt auf Drehschemel D liegen. Ausleger A schwenkt nun von a nach a_1, während der Langholzwagen D in Richtung gegen Kran A gedrückt wird, bis seine Drehschemelachse von d nach d_1 gelangt ist; das Lastende b gelangt bei dieser Bewegung nach b_1. Die Brücke hat die Lage $a_1 - b_1$. Nunmehr wird der Kran B festgemacht und über b_1 eingehängt. Der weitere Arbeitsvorgang deckt sich mit dem im Verfahren III beschriebenen: Der Auslegerkopf A beschreibt demnach den Weg $a_1 - a_2 - a_3$, während der Auslegerkopf B von b_1 über b_2 nach b_3 gelangt.

V. Verfahren.

Das vorbeschriebene Verfahren ist nicht mehr durchführbar, wenn bei kürzeren Überbauten die Drehschemelwagen zu lang sind. Man verwendet dann besondere Rollwagen (Abb. 17a). Diese leisten auch beim unmittelbaren Absenken schwererer Brücken, wenn das Verfahren I nicht mehr in Frage kommt, gute Dienste. Angaben hierüber sind bereits in dem Buch Schaechterle, „Verstärkung, Umbau und Auswechslung von Eisenbahnbrücken", S. 121/22 enthalten. Das Verfahren soll hier an einem praktischen Beispiel eingehender erläutert werden.

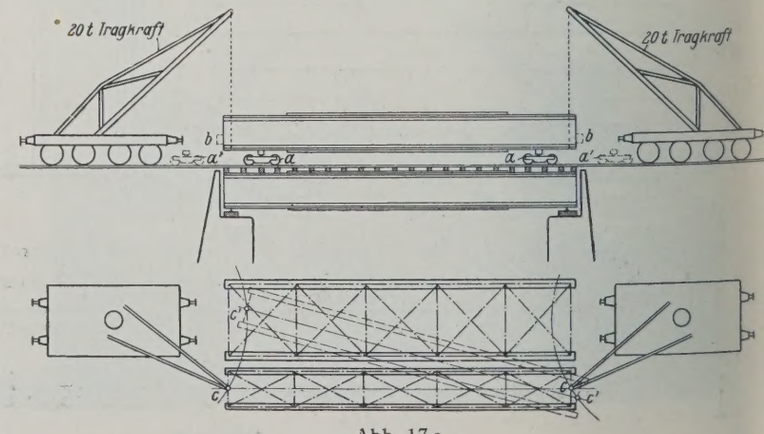


Abb. 17a.

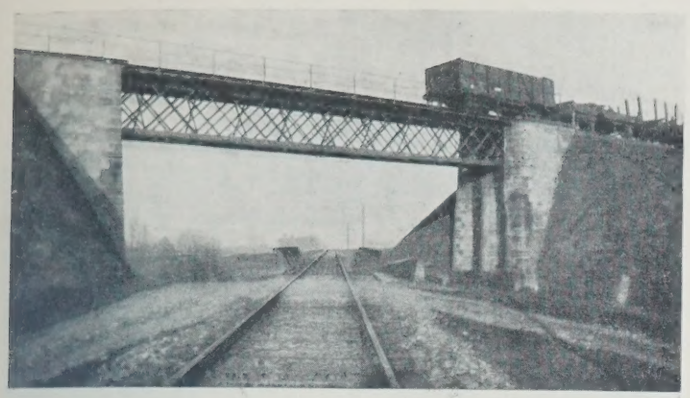


Abb. 18.

Die alte Brücke über die Starzel bei Hechingen (Abb. 18) wurde durch die neuen schweren Lokomotiven betriebsgefährlich überbeansprucht. Sie besaß Gitterfachwerkträger von 24 m Stützweite, die durch Blechträger gleicher Stützweite (Abb. 18a) zu ersetzen waren. Die Brücke führt über einen Weg, einen Bach und eine Privatbahn. Das überführte Hauptbahngleis liegt in der Neigung 1 : 100 und in einer Krümmung von 573 m Halbmesser.

Der neue Überbau von 50 t Gesamtgewicht wurde auf einen Sonderwagen zwischen zwei Schutzwagen (Abb. 19) zu dem 1,5 km von der Baustelle entfernten Bahnhof Hechingen gebracht und dort mittels zweier 25-t-Kranwagen auf zwei niedrige Rollwagen mit Drehgestell (Abb. 20) umgesetzt. Der in der Werkstatt fertig zusammengesetzte Überbau ohne Fußwegkonsole wurde mit den beiden, auf dem Nebengleis aufgestellten Kranwagen an den starken Endquerverbindungen gefaßt und so weit angehoben, daß der Sonderwagen ausgefahren werden konnte. Nach dem Unterschieben der Rollwagen wurde der Überbau wieder abgelassen.

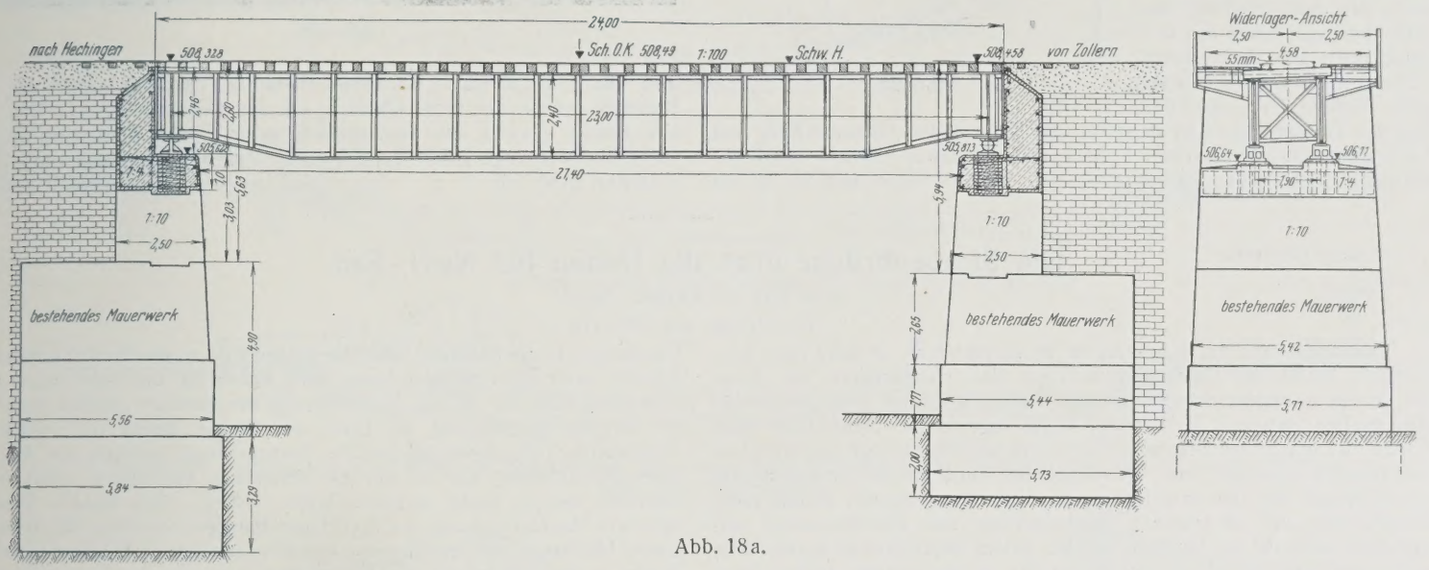
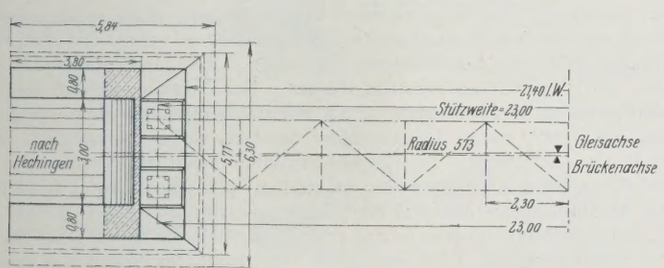


Abb. 18a.



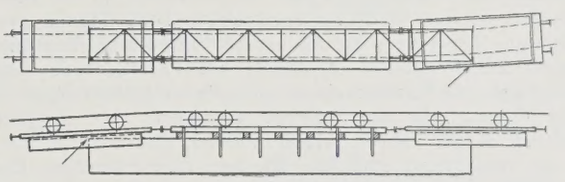


Abb. 19.

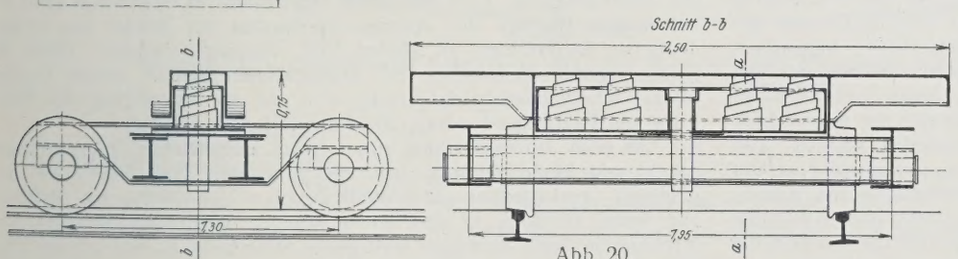


Abb. 20.

Gleichzeitig wurden die festen und beweglichen Lager an den Überbau angehängt, um beim Einbau das Arbeiten unter der schwebenden Last zu vermeiden.

Die Abb. 21 zeigt die Zusammenstellung des Arbeitszuges. Kranwagen und Rollwagen sind mit Steifkuppeln verbunden.

Auf der Baustelle waren bereits alle Vorbereitungen für die Auswechslung getroffen, um mit der zur Verfügung stehenden Zugpause

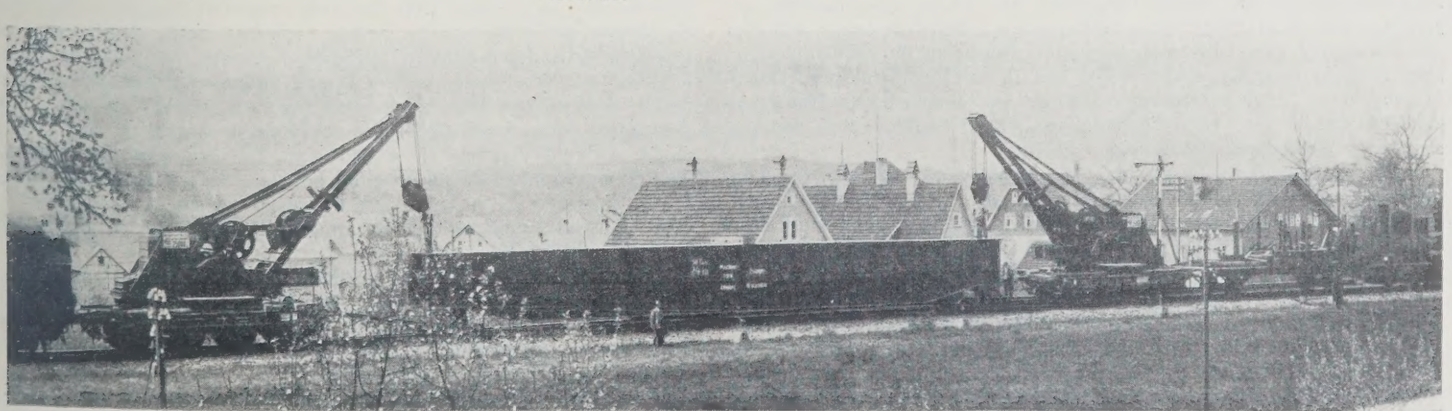


Abb. 21.

von 4 Stunden auszukommen. Die vorbereitenden Arbeiten bestanden aus dem Aufstellen eines Hilfsgerüsts für das seitliche Ausschieben des alten Überbaues, dem Einbau einer Verschubbahn mit Gleitschienen (zwischen Widerlager und Hilfsgerüst gestoßen, um die Schienen auf den gemauerten Widerlagern nach dem Ausschieben herausnehmen und den Platz für die neuen Lager frei machen zu können), dem Ablängen der Fahrschienen derart, daß das Stück zwischen den Schildmauern leicht lösbar und mit dem Überbau ausschiebbar war, sowie aus dem Anzeichnen der Aufstellungsorte der Kranwagen (Ermittlung nach Tabelle 22), einschließlich des Verlegens der Unterlagen für die Kranspindeln, Bereitstellung von Unterlaghölzern, Fußwinden, Kabelwinden, Hebeisen, Keilen und Brettstücken verschiedener Stärke sowie von Ketten, Seilen und Beilen vor

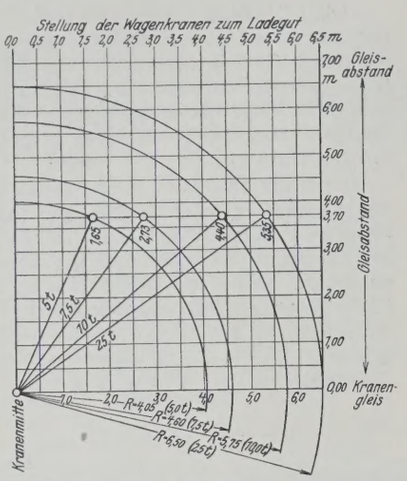


Abb. 22.

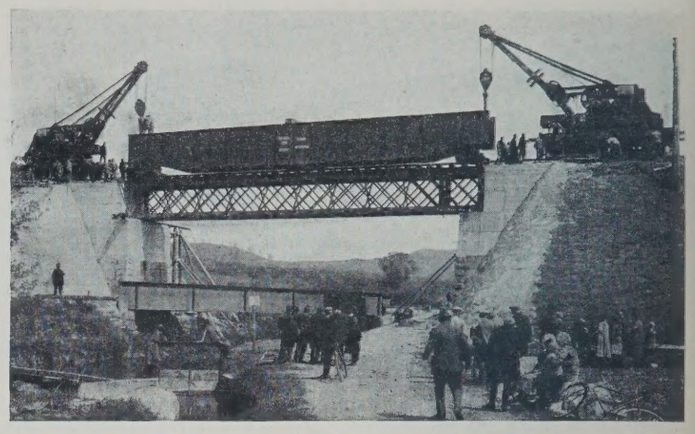


Abb. 23.

und hinter der Brücke. Nach dem Eintreffen des Arbeitszuges auf der Baustelle wurde der neue Überbau auf den Rollwagen genau über die alte Brücke gestellt, die Steifkupplung gelöst, jeder Kranwagen in die vorbezeichnete Lage gebracht, abgestützt und mit den Zangen am Gleis verankert (Abb. 23). (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad.

Von Prof. Dr. **Karner**, Zürich.

(Fortsetzung aus Heft 41.)

Die Entfernung der Haupttragwände beträgt 8 m, wodurch sich eine nutzbare Breite der Fahrstraße zwischen den Hauptträgern von 6,5 m bei je 0,5 m breiten Schrammborden ergibt. Fußwege sind auf beiden Außenseiten mit je 2,75 m lichter Weite angeordnet. Durch diese Aufteilung ist einem ausreichenden Verkehrsbedürfnis Genüge geleistet und zu erwarten, daß auch noch bei erheblicher Zunahme der Verkehrsdichte mit Sicherheit auf eine Bewältigung des Verkehrs gerechnet werden kann. Ursprünglich war als tragende Fahrbahndecke eine Eisenbetontafel vorgesehen; während der Montage wurden jedoch Belageisen an deren Stelle angeordnet und die Eisenkonstruktion des Fahrbahnrostes entsprechend umgeändert. Die Fußwege erhalten Eisenbetonplatten mit Asphalt.

Streifen wir nun kurz die konstruktive Durchführung des in St 37 ausgeführten Bauwerkes, so finden wir die besten konstruktiven Erfahrungen und Kenntnisse deutschen Groß-Brückenbaues angewendet. Die Querträger des Fahrbahnrostes sind genietete Blechträger, die in vollwandige Konsolen für die Fußwege übergehen. Die Längsträger, und zwar sieben an der Zahl in 1,12 m Abstand, sind I $42^1/_2$. Für die Gurtstäbe der Hauptträger sind die üblichen doppelwandigen Querschnitte angenommen, und alle Füllstäbe, Pfosten sowohl als Diagonalen, sind vollstegige Querschnitte, deren Einzelprofile innerhalb der Stege der Gurtungen bezw. der Knotenbleche liegen. Dort, wo bei Druckstäben H-förmige Querschnitte mit nach innen liegenden Winkelschenkeln gewählt werden mußten, sind parallel zum Steg Bindebleche angeordnet, ebenso wie auch für die Gurtquerschnitte im Zusammenhang mit den Querausteifungen ebenfalls nur Bindebleche und keine Vergitterungen verwendet wurden. Da auch für alle Konstruktionsteile der wagerechten und Querverbände Vergitterungen durchweg vermieden wurden, also auch bei mehrteiligen Stäben nur Bindebleche angewandt sind, erhält die Brücke auch in ihren Einzelheiten ein gleichmäßiges und ruhiges Aussehen. Dies gilt insbesondere auch von der architektonischen Wirkung des oberen Windverbandes, der in der Schwerebene der Gurtquerschnitte angeschlossen ist und dessen Diagonalen aus wagerecht gelagerten, gespreizten und durch Bindebleche verbundenen U-Eisen bestehen, während die Zwischenpfosten I-Eisen sind. Da die Brücke in ihrer Linienführung, aber auch in ihrer Einzelbemessung und in ihrer konstruktiven Durchführung keine Besonderheiten aufweist, sei von einer näheren Erörterung Abstand genommen; viele Einzelheiten gehen überdies ohne weiteres aus den verschiedenen Abbildungen hervor.

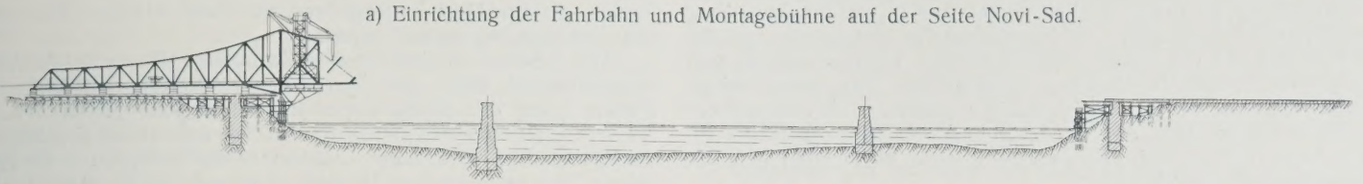
Wir gehen nun zur Besprechung der Montage über, die den technisch interessantesten Teil dieses Bauwerkes ausmacht. Gemäß den Bestimmungen des Sachlieferungsverfahrens wurde zuerst vom deutschen Reichskommissar für Reparationslieferungen die Ausführung der Eisenkonstruktion der Brücke und deren Lieferung frei deutscher Grenze, an die am Schluß dieses Aufsatzes genannten beiden deutschen Brückenbauanstalten in Auftrag gegeben. Die Entwurfbearbeitung und die Durchführung aller Pläne geschah nach der Auftragserteilung 1921 in Deutschland, und die Auslieferung der Brücke war Ende 1923 beendet. Nach besonderen Signierungsplänen, die ein sachgemäßes Lagern auf der in Frage kommenden Baustelle ermöglicht hätte, wurde die gesamte Eisenkonstruktion der Überbauten in der Nähe der Baustelle gelagert, da einerseits die Gründungsarbeiten noch nicht beendet waren und anderseits auch noch keine Entscheidung über die Art der Durchführung der Montage gefallen war.

Bei der Ausarbeitung der Pläne der Brücke waren von vornherein verschiedene Montagemöglichkeiten berücksichtigt worden, da die Art ihrer Durchführung, die ja von der serbischen Verwaltung selbst übernommen werden sollte, in keiner Weise festlag. Am meisten Aussicht hatte ein Montagevorgang der drei Hauptöffnungen (die 30-m-Brücke sollte zuerst überhaupt nicht zur Montage kommen, sondern durch einen massiven Bogen kleiner Stützweite ersetzt werden), bei dem die Seitenöffnungen auf festen im Strome gerammten Rüstungen aufgestellt werden sollten; die Kragarme wären hiernach frei vorzubauen gewesen, und die Mittelöffnung sollte bei geschlossenen Gelenken je bis zur Brückenmitte ebenfalls durch Freivorbau montiert werden. Der Zusammenschluß der freien Vorbauten sollte über einem in Strommitte gerammten Joche stattfinden, das die Breite zweier Brückenfelder besitzen sollte. Inzwischen waren nach der Auslieferung der Eisenkonstruktion zwei Jahre verstrichen und die Pfeilerbauten fertiggestellt; es stellten sich jedoch der Durchführung der Montage durch das serbische Bautenministerium immer wieder neue Schwierigkeiten entgegen, so daß schließlich, insbesondere auf das Drängen der Stadtverwaltung Novi-Sad durch ein besonderes Abkommen auch die vollständige Montage der eisernen Überbauten der Brücke den beiden deutschen Lieferfirmen im Herbst 1925 übertragen wurde. Diese Arbeiten konnten im Sommer 1927 abgeschlossen werden, jedoch verging bis zur Inbetriebnahme der Brücke, d. h. bis zur Aufbringung der Fahrbahn und Fahrwegabdeckung, allerdings fast noch ein Jahr.

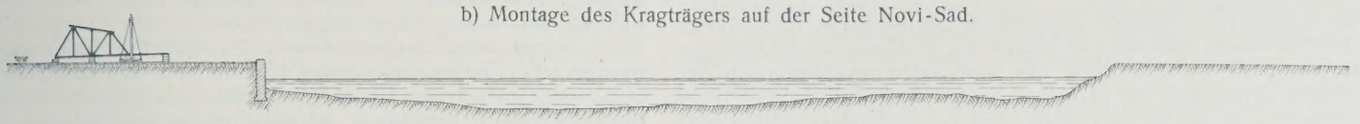
Die nach Auftragerteilung einsetzenden eingehenden Untersuchungen an Ort und Stelle zeitigten bald die Erkenntnis, daß wegen der ungünstigen geologischen und stromtechnischen Verhältnisse das Rammen von festen Gerüsten in den Seitenöffnungen nicht empfehlenswert sei, insbesondere auch deswegen, weil gegen Strommitte zu und auf der Seite Peterwardein in geringer Tiefe Serpentin angetroffen wurde. Die festen Rüstungen wären außerdem großen Gefahren durch Hochwasser und gegebenenfalls durch Eisgang ausgesetzt gewesen, und außerdem ließen die Schiffahrtverhältnisse auf der Donau und die hohen Kosten des dadurch notwendigen Warschaudienstes es auch geraten erscheinen, von dem oben kurz geschilderten Montagevorgang abzugehen und sich zu einem anderen Vorgang zu entschließen, bei dem alle drei Öffnungen durch Einschwimmen montiert werden konnten. Es ist dies meines Wissens die erste größere Strombrücke, bei der alle Teile am Lande montiert und durch Einschwimmen, kombiniert mit Einfahren, in ihre endgültige Lage gebracht wurden.

Wir wollen zunächst an Hand der Abb. 11 den Montagevorgang in seiner grundsätzlichen Anordnung besprechen, um dann über die praktische Durchführung zu berichten, bei welcher Gelegenheit auch die teilweisen, allerdings geringfügigen, durch örtliche Verhältnisse bedingten Abweichungen mitgeteilt werden können. Der Montagevorgang erstreckt sich in unserer Beschreibung nur auf die drei Hauptöffnungen, da die 30-m-Brücke, wie schon erwähnt, ganz am Schlusse der Montage als

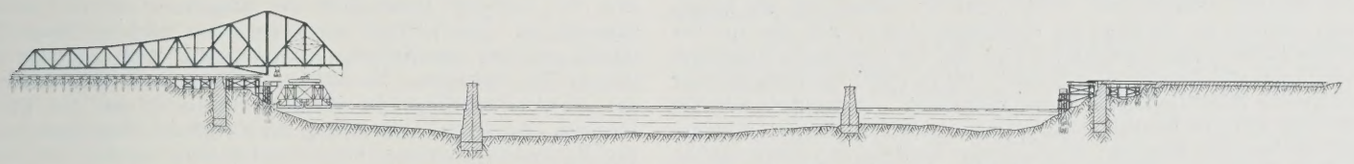
a) Einrichtung der Fahrbahn und Montagebühne auf der Seite Novi-Sad.



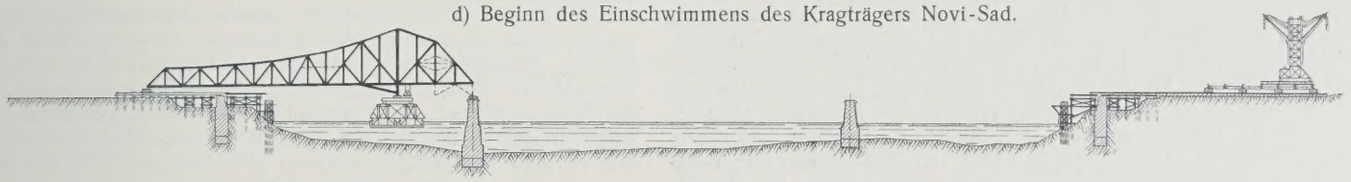
b) Montage des Kragträgers auf der Seite Novi-Sad.



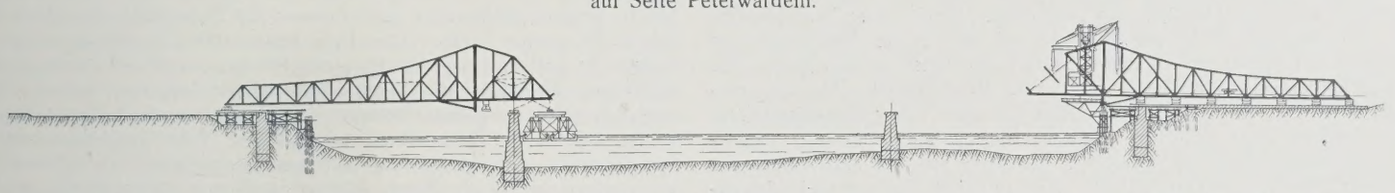
c) Herstellung der Ausfahrbahn für den Schwebeträger und Montage am Novi-Sader Donauufer.



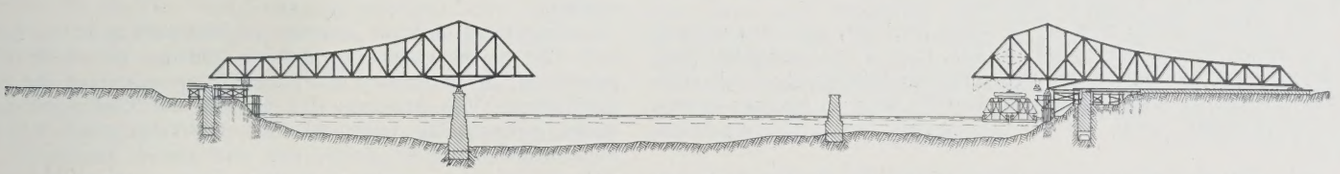
d) Beginn des Einschwimmens des Kragträgers Novi-Sad.



e) Zustand 2 beim Einschwimmen des Kragträgers auf Seite Novi-Sad; Herstellung der Fahrbahn und Aufbau des Kragträgers auf Seite Peterwardein.

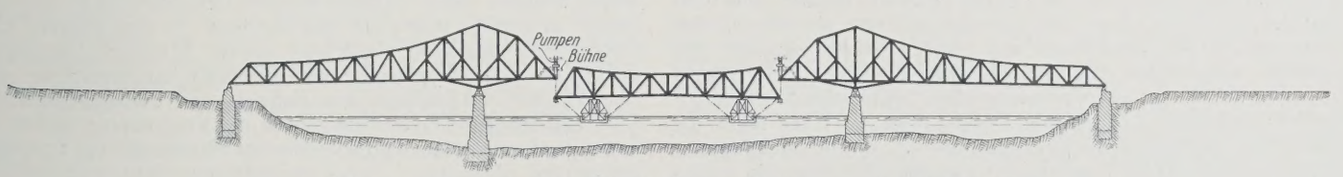


f) Zustand 3 beim Einschwimmen des Kragträgers auf Seite Novi-Sad; Fertigstellung des Kragträgers auf Seite Peterwardein.

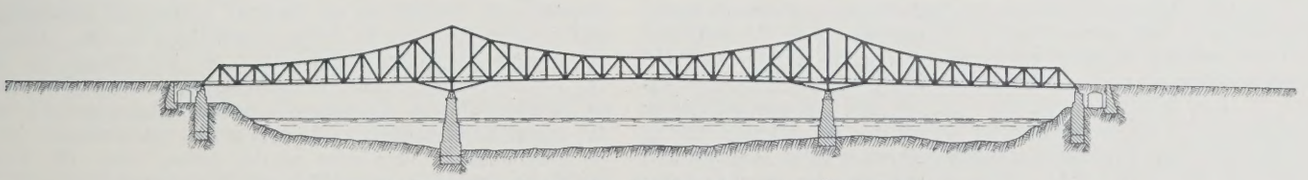


g) Endgültiges Absetzen des Kragträgers auf Seite Novi-Sad aufs Widerlager und Beginn des Einschwimmens des Kragträgers auf Seite Peterwardein.

h) Längsausfahren bezw. Ausschwimmen des Schwebeträgers.



i) Quereinschwimmen des Schwebeträgers, Einhängen und Hochziehen.



k) Gesamtanordnung der Brücke (ohne 30-m-Flutbrücke).

Abb. 11a bis k. Schematische Darstellung des Montagevorganges.

vollständig selbständiges Bauwerk auf festen Gerüsten bereits in der endgültigen Lage montiert wurde. Der zur Ausführung gewählte Montagevorgang sieht das Längseinfahren, bezw. Einschwimmen der beiden Seitenöffnungen einschl. der Kragarme vor, während die Mittelöffnung, d. h. der Schwebeträger zwischen den Gelenken der Kragarme quer zur Brückenlängsachse eingeschwommen, bezw. in den Aufhängevorrichtungen der Kragarme eingehängt wird. Da sämtliche Brückenteile, Seitenöffnungen und Mittelöffnung, am Lande montiert werden mußten, war die Einrichtung zweier Baustellen notwendig. Die Hauptbaustelle befand sich auf der Seite Novi-Sad, wo sich bessere Platzverhältnisse ergaben und wo auch die ganze Eisenkonstruktionslieferung gelagert war; eine zweite Nebenbaustelle wurde auf der Seite Peterwardein eingerichtet. Auf der ersteren Baustelle kamen die Novi-Sader Seitenöffnung und der Koppelträger zur Landmontage; auf der Seite Peterwardein wurde die dorthin gehörige Brückenöffnung zusammengebaut.

Die Bauarbeiten beginnen entsprechend der Abb. 11a auf der Seite Novi-Sad, wo durch Rammen von Pfählen die Gründung für die Montagebühne bezw. für die Einfahrbahn des Novi-Sader Seitenträgers in der landseitigen Fortsetzung der Brückenlängsachse hergestellt wird. Diese Montagebühne erhält vor und hinter dem Landwiderlager entsprechend dem abfallendem Ufer höhere Rüstungen, die wasserseitig durch ein besonders starkes Pfahljoch abgeschlossen werden, das als Auflager für die Hauptpylonen während der Montage des Kragträgers dient. Auf der so vorbereiteten Bühne bezw. Einfahrbahn wird nun der Novi-Sader Kragträger von der Landseite beginnend in normaler Weise (durch Unterstützung der Knotenpunkte durch Holzstapel) zusammengebaut. Zwei seitlich von der Brücke angeordnete fahrbare Schwenkmaste und ein in der Brückenlängsachse fahrbarer Turmkran mit Auslegern bedienen den Zusammenbau dieses Brückenteiles, während fahrbare Dampfkrane auf einer besonderen Gleisanlage den Antransport des Materials von der Lagerstelle besorgen. Inzwischen beginnt in Peterwardein ebenfalls die Einrichtung der Montagebühne und Fahrbahn für den Kragträger dieser Seite. Mit Ausnahme der Teile vor und hinter dem Landwiderlager, wo die Rüstungen ebenfalls auf gerammten Pfählen montiert sind, wird die Fahrbahn auf einem Betonfundament erstellt, weil das Rammen von Pfählen über den Kasematten und Kellergewölben der alten Festung nicht möglich ist. Um die vorhandenen Transporteinrichtungen und Montagekrane zweckmäßig auszunutzen, wird die Montage des Novi-Sader Teiles sehr beschleunigt; Abb. 11b zeigt den Stand der Montage, bei dem eben der Kragarm in Novi-Sad frei vorbauend vollendet ist und abgenietet werden kann. Ein besonderes eisernes Hilfsgerüst trägt eine Montagebühne für den auskragenden Teil. An den Zusammenbau (es wird der vollständige Kragträger, jedoch ohne Blindstäbe des Obergurtes und ohne die wasserseitigen Schrägstützen am Untergurt montiert) schließt sich sofort das Abnieten dieses Brückenteiles an. Auf der Seite Peterwardein ist inzwischen die Montagebühne fertiggestellt und ebenfalls wasserseitig als Abschluß ein kräftiges Pfahljoch hergestellt worden.

Eine dritte Baustelle wird auf der Seite Novi-Sad, und zwar stromab von der neuen Brücke eingerichtet (s. Abb. 11c), wo in geeigneter Lage der mittlere Teil der Brücke, der freiaufliegende Schwebeträger, ebenfalls auf einer, allerdings etwas einfacheren Betonfahrbahn zur Montage kommt. Dieser Koppelträger kragt bei der Landmontage etwas über die Donau hinaus.

Inzwischen sind weitere Vorbereitungsarbeiten für das Einschwimmen gediehen. Zwei Donauschleppkähne von entsprechender Tragfähigkeit werden für mehrere Monate gemietet und für das Einfahren bezw. Einschwimmen der einzelnen Brückenöffnungen entsprechend umgebaut. Jeder Schleppkahn muß zunächst in seinem Inneren kräftig ausgesteift werden, um den durch die zu erwartenden außerordentlichen Einzelbelastungen entstehenden Kräften widerstehen zu können; geeignete Räume werden durch Holzschotte wasserdicht von den übrigen Schiffsräumen abgetrennt, um als Ballastzellen zu dienen und um dadurch eine Veränderung der Tauchtiefe bezw. des Auftriebes bewirken zu können. Für jeden Schleppkahn ist zum Lenzen und Fluten der Ballasträume eine Pumpenanlage eingerichtet. Zur besseren Lastverteilung in der Längsrichtung eines Schiffes ist die Anordnung eines besonderen Versteifungsträgerpaares notwendig. Zu diesem Zwecke wird für jeden Kahn die vollständige Eisenkonstruktion einer Straßenbrücke von 40 m Stützweite verwendet, da solche Brücken gerade um dieselbe Zeit durch die beiden deutschen Brückenbauanstalten, aus einem anderen Liefervertrag heraus, an das serbische Bautenministerium zur Auslieferung gekommen waren.

Die serbische Baubehörde hatte die Genehmigung zur Verwendung der Brücken gegeben, nachdem der Nachweis erbracht worden war, daß die Inanspruchnahme als Versteifungsträger auch bei ungünstigsten Annahmen in allen Teilen geringer ist, als für den Verwendungszweck als Straßenbrücke. Die Brücken selbst wurden für die Montagestöße in den Werkstätten mit kleineren Lochdurchmessern gebohrt und als Versteifungsträger nur verschraubt. Nach Demontage der ganzen Kahnversteifungskonstruktion, nach Beendigung aller Einschwimmarbeiten wurden die 40-m-Brücken wieder auseinander geschraubt, die Löcher für die Montagestöße auf das richtige Maß aufgerieben und die Konstruktion nunmehr als Straßenbrücken endgültig abgeliefert.

Außer diesen Einrichtungen zum Einschwimmen bedarf es weiterer geeigneter Wagen, die die am Lande, auf der festen Fahrbahn, fahrenden Brückenenden zu unterstützen haben. Für die Montage wurden zwei Einfahrwagen hergestellt, die wiederum aus je 4 zweirädrigen Einzelwagen bestanden. Je 4 solcher Einzelwagen werden durch einen Balancier zwecks gleichmäßiger Lastverteilung zu einem einzigen Laststützpunkt mit Punktlagerung zusammengefaßt.

Wir befinden uns jetzt in dem Zeitpunkte, der durch die Abb. 11d veranschaulicht wird. Der Novi-Sader Kragträger ruht landseitig im Punkte 0 auf den Einfahrwagen, und die beiden gekoppelten, durch schwere Querträger verbundenen Kähne unterstützen die Kragträgerenden im Punkte XVI, indem durch Leerpumpen der Ballastzellen die Pylonenstützen vom wasserseitigen Hilfsjoch abgehoben worden sind. Die Unterstützung des wasserseitigen Kragarmes muß in den Punkten XVI stattfinden, damit beim Längsschwimmen der vorderste Knotenpunkt des Kragarmes XVIII zum einstweiligen Aufsetzen auf dem Novi-Sader Strompfeiler freibleiben kann. Das Längsverfahren bezw. Schwimmen geschieht durch Winden mit besonderen Seilführungen bei entsprechender Gesamtsicherung des bewegten Brückenteiles. Abb. 11e zeigt das Stadium, in dem der vorderste Punkt XVIII des Kragarmes auf dem Strompfeiler abgesetzt ist. Durch Füllen der Ballastzellen wird der Punkt XVI vollständig entlastet, die Kähne werden abgesetzt und unter die Pylonenstützen XIV verbracht. Neuerliches Anheben und Längsverfahren hat den Zweck, den Kragträger mit dem Punkte XVI auf dem Pfeiler aufzusetzen. Da durch Fertigstellung des Novi-Sader Kragträgers alle Geräte und Montageeinrichtungen frei geworden sind, werden diese zwischendurch samt dem Konstruktionsmaterial der Peterwardeiner Seitenöffnung auf das rechte Donauufer verbracht und dort auf gleiche Weise die Landmontage des Kragträgers durchgeführt. In Abb. 11f ist für das linke Donauufer der Zustand bildlich festgehalten, in dem nach dem Umsetzen des Kahnpaares nach XVIII (durch Umfahren des Strompfeilers) der Kragträger in diesem Punkte zum letztenmal angehoben und in die endgültige Stellung, mit der Pylone XIV über dem Strompfeiler, eingeschwommen wird. Die Einfahrwagen unter den Punkten 0 kommen dabei in ihre äußerste wasserseitige Stellung bis zum Landwiderlager, bis zu welcher Stelle also die Fahrbahn für diese außerordentliche Last berechnet werden muß. Das Untersetzen der Lagerkörper unter die Stützen in XIV und das Absetzen des Brückenendes auf die Lager in 0 (Entfernen der Einfahrwagen) sind die letzten Arbeiten, um den Kragträger in seine endgültige Stellung und Höhenlage zu bringen. Gleichzeitig werden die Hilfsstützen in XVI und XVIII ausgebaut und die wasserseitigen Schrägstäbe am Untergurt eingezogen. Die Einfahrbahn kann jetzt entfernt, die Pfähle können gezogen und allmählich auch die sonstigen Rüstungen neben dem Landwiderlager Novi-Sad ausgebaut werden.

Gleichzeitig sind die Arbeiten in Peterwardein so zu fördern, daß auch hier der Kragträger im gleichen Umfange wie in Novi-Sad fertiggestellt ist, die örtlichen Versteifungen eingezogen und die Hilfsstützen in XVI und XVIII, die vorher auf der Seite Novi-Sad verwendet worden waren, nunmehr hier eingebaut sind. Der Vorgang des Einfahrens und Einschwimmens ist der gleiche und wird ähnlich durchgeführt, bis auch dieser Kragträger in seiner endgültigen Lage montiert erscheint.

Der mittlere Koppelträger ist inzwischen auf dem Novi-Sader Ufer unterhalb der Brücke ebenfalls fertiggestellt worden. Das Einschwimmen wird wiederum durch die beiden Kähne besorgt, die aber diesmal nicht gekoppelt verwendet werden können, sondern einzeln die Abstützung je einer Brückenhälfte übernehmen müssen. Die auftretenden Auflagerkräfte sind in diesem Falle wesentlich geringer als beim Einschwimmen der Seitenöffnungen der Brücke. Da aber die Stabilität eines einzelnen Kahnes wegen Mangels eines Längsschottes im Gefahrfalle nicht sehr groß ist, bedarf es eines vorsichtigen Manövrierens. In den Punkten XVIII der beiden fertig montierten Kragenden werden besondere Hilfsbühnen eingebaut, die die Vorrichtungen zum Aufhängen des Kragträgers sowie die zum Anheben notwendigen Einrichtungen und Pressenanlagen besitzen. Die Aufhängung des Schwebeträgers in den Kragarmen geschieht nämlich zuerst durch besondere flacheisenförmige Stahlbänder mit Langlöchern in bestimmten Abständen. Durch Druckwasserpressen werden die Enden des Koppelträgers allmählich angehoben, bis die richtige Höhenlage das Einziehen der Bolzen für die Gelenke ermöglicht und damit auch der mittlere Schwebeträger in seine richtige Lage kommt. Abb. 11h deutet den Beginn der Einschwimmarbeiten am Mittelträger an. Dieser ragt um 3 Feldweiten über das Ufer hinaus, so daß mit Hilfe eines Kahnes im Punkte XVIII das Anfassen des Schwebeträgers möglich ist, während das andere Ende wiederum auf den beiden Einfahrwagen, die vorhin für die Kragöffnungen verwendet worden waren, ruht. Der Schwebeträger wird nun so weit in seiner Längsrichtung vorgezogen und einstweilig abgesetzt, bis die Unterstützung durch den Kahn nach dem wasserseitigen Knotenpunkt XX gewechselt werden kann. Nun fahren wir mit der

Brücke weiter aus, bis auch das zweite Schiff unter dem landseitigen Punkt XX angesetzt wird, um dann schließlich den Wagen vollständig zu entlasten und den Schwebeträger auf beiden Kähnen schwimmend abzutransportieren. Geeignete Seilverspannungen und Aussteifungen sorgen dafür, daß Koppelträger und Schiffe fest miteinander verbunden sind und ein stabil schwimmendes System darstellen. Eine besondere Anordnung von Seilen, die durch Winden betätigt werden können, bringt dann schließlich den Schwebeträger so genau zwischen die Kragenden der Seitenöffnungen der Brücke, daß durch Einsetzen von Hilfsbolzen der Koppelträger in die vorhin erwähnten Flacheisenbänder angehängt werden kann und die Kähne durch Fluten abgesenkt werden können. Diesen Bauzustand versinnbildlicht Abb. 11i. Die beiden Kähne werden nun zusammengefahren und wieder längsseitig gekoppelt und gemeinsam zur Liegestelle auf dem Novi-Sader Ufer abgeschleppt und demontiert. Die Hubvorrichtungen auf den beiden Bühnen heben nun durch Umsetzen der Hilfsbolzen in den aufeinanderfolgenden Langlöchern der Hängebänder an, bis das Einziehen der endgültigen Bolzen des festen und beweglichen Gelenkes des Schwebeträgers möglich ist. Nun werden alle Hilfseinrichtungen und Montagebühnen ausgebaut, die Belageisen der Fahrbahn aufgebracht, die Blindstäbe am Obergurt eingezogen, die Windverbände entsprechend angeschlossen und endlich die drei Hauptöffnungen der Brücke gemäß Abb. 11k fertiggestellt.

Die Voraussetzungen und Annahmen, die zu dem geschilderten Montagevorgang geführt haben, haben sich späterhin als vollkommen richtig erwiesen, und die Montage selbst ist im ganzen und in allen Einzelheiten durchaus gelungen. Wir wenden uns jetzt der Durchführung des Brückenbaues im einzelnen zu, um die Punkte zu besprechen, die von besonderer technischer Bedeutung sind, bezw. die durch die örtlichen Verhältnisse an Bedeutung gewinnen.

Die Baustellen in Novi-Sad bezw. in Peterwardein sind relativ günstig gelegen, da die Beschaffung einheimischer Arbeitskräfte auf keinerlei Schwierigkeiten stieß, Unterbringung und Verpflegung des deutschen Personals sich ebenfalls einfach gestaltete und ein ausreichendes Unternehmertum der Stadt und Umgebung zur Ausführung verschiedener Lieferungen und Übernahme untergeordneter Arbeiten gern zur Verfügung stand. Schwierigkeiten bereitete teilweise die Strombeschaffung, so daß sich die Notwendigkeit ergab, auf der Baustelle eine selbständige Kraftzentrale einzurichten. Allgemein mußte für alle Einrichtungen und für die Ausgestaltung der Baustelle mit Bureauräumen, Magazinen, Mannschaftsbaracken für Wohn- und Verpflegungszwecke, Maschinen, Montagegeräten, einer Reparaturwerkstätte, Werkzeugen usw. der Gesichtspunkt maßgebend sein, entsprechend der großen Entfernung von den Heimatswerkstätten ein vollständig selbständiges und unabhängiges Arbeiten auf der Baustelle möglich zu machen. Der Antransport der Baustelleneinrichtungen geschah zum Teil, wo Eile geboten war, vollständig mit der Bahn, zum anderen Teil ab Passau mit Schiff, und die hohen Transportkosten für die Hin- und Rückfracht bedingten eine sorgfältige Auswahl zwischen den Einrichtungen, die von Deutschland mitgebracht, und solchen, die in Serbien selbst beschafft werden mußten.

Hierbei war besonders zu überlegen, daß zollfreie Einfuhr in Serbien, gegen Hinterlegung beträchtlicher Kautionen, nur für wieder auszuführende Waren gewährt wurde, für die einzelnen Montageausrüstungsgegenstände und Materialien eine eingehende Vorkalkulation über die entstehenden Gesamtkosten unternommen werden mußte.

Die Lage der Hauptbaustelle in Novi-Sad und der Nebenbaustelle in Peterwardein war durch die örtlichen Verhältnisse vorgeschrieben und insbesondere auch durch den notwendigen Transport der lagernden Eisenkonstruktion zur unmittelbaren Stelle der Landmontage der drei einzelnen Brückenteile gegeben. Ein vor der Montage noch vorhandenes, früher militärischen Zwecken dienendes Gebäude, das für Bureau-, Lager- und Wohnräume hätte zweckmäßig verwendet werden können, wurde trotz entsprechenden Hinweises abgerissen, so daß vollständig neue Holzbaracken für die angedeuteten Zwecke gebaut werden mußten. Diese Bauten, für die wegen der zwei Winter überdauernden Montagezeit gediegene Ausführung notwendig war, verursachten erhebliche Mehrkosten.

Ungünstig war die Lage der Baustelle insofern auch, als sie nicht hochwasserfrei gelegt werden konnte und sich daher mehrmals Schwierigkeiten und Unterbrechungen der Arbeiten ergaben; so insbesondere im Sommer 1926, als bei einem außerordentlichen Hochwasser die ganze Baustelle stillgelegt und dem Wasser überlassen werden mußte. Nach Ablauf der großen Wassermengen waren stellenweise mehr als metertiefe Schlammengen zurückgeblieben, und zahlreiche lagernde Konstruktionsteile der Brücke mußten buchstäblich erst wieder ausgegraben werden.

Die technischen Einzelheiten der Montagedurchführung für die notwendigen Verstärkungen und Aussteifungen der Brücke, für die Hilfseinrichtungen zum Einfahren und Einschwimmen, für die eisernen und hölzernen Hilfsgerüste, für die Fahrbahnen usw. wurden nach eingehender statischer Untersuchung, die sich insbesondere mit den verschiedenen möglichen Belastungsfällen während der bewegten Montagevorgänge beschäftigte, nach Plänen zur Ausführung gebracht, die unmittelbar nach Auftragerteilung in den heimatlichen Bureaus hergestellt wurden. Eine Beeinflussung des ganzen Bauvorgangs und aller damit verbundenen Arbeiten fand durch die serbische Aufsichtsbehörde weder in der grundsätzlichen Anordnung noch in den Einzelheiten statt.

Die gesamte Eisenkonstruktion für die Überbauten lagerte ziemlich regellos und weit verstreut in der Umgebung des Bauplatzes in Novi-Sad, da zu dem mehr als zwei Jahre zurückliegenden Ausladen der serbischen Behörde weder geeignete Geräte noch geschulte Mannschaften zur Verfügung standen. So ergab sich zunächst ein ziemlich trostloser Anblick, da insbesondere auch aus leicht ersichtlichen Gründen der Grundanstrich stellenweise sehr gelitten hatte. Die ersten, recht umfangreichen Arbeiten auf der Baustelle bestanden daher im Sortieren und Umordnen der Eisenkonstruktion; eine besondere Gleisanlage mußte eingerichtet werden, und mit Hilfe zweier Dampfkrane wurden die einzelnen Teile (soweit als notwendig gereinigt und mit einem neuen Grundanstrich versehen) so gelagert, wie es die nachfolgende Montage verlangte. Außerdem wurden auch verschiedene kleinere Konstruktionsteile, insbesondere aber auch Niete und Schrauben nicht mehr aufgefunden, wofür erst entsprechender Ersatz neu angeliefert werden mußte. Zum Transport der Konstruktionsteile des Peterwardeiner Kragträgers auf das südliche Donauufer wurde ein eigenes Motorboot angeschafft, das außer diesem Zwecke auch den Verkehr zwischen den beiden Baustellen aufrecht erhalten und den Sicherheitsdienst versehen mußte. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Anweisung für Mörtel und Beton (AMB).[1]

Die Hauptverwaltung der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft hat durch Verfügung vom 20. September 1928 (82. Stimz. 9) für die Baubeamten ihres ganzen Dienstbereiches erstmalig auf dem Gebiete des Massivbaues ein Lehrheft über die Grundlagen der Fertigung und Bauüberwachung von Mörtel und Beton herausgegeben. Wenn auch schon in einigen Bezirken der Reichsbahn Bemühungen vorlagen, den bautechnischen Beamten den neuesten Stand der Wissenschaft und Praxis der Betonbauweise zu vermitteln, so schien es doch geboten, darüber hinaus sämtlichen im Bauwesen tätigen Beamten eine gleiche Wissensgrundlage zu geben. Ferner sollten gleichzeitig über bestimmte Fragen, wie z. B. Wahl der Bindemittel, Kornzusammensetzung der Zuschlagstoffe, Wasserzusatz, Herstellung und Nachbehandlung des Gemenges, Prüfung der Baustoffe und Bauüberwachung, bindende Vorschriften gegeben werden.

Die Herausgabe der AMB ist mithin eine parallele Erscheinung zu den in den letzten Jahren in der Fachwelt zu beobachtenden Bemühungen, die Gewährleistung der Güte der Bauausführung im Beton- und Eisenbetonbau zu sichern. Die Reichsbahn ist danach gewillt, ihre Kunstbauten, die ganz besonders hohen Beanspruchungen unterliegen, mit allen zu Gebote stehenden Mitteln so gut und dauerhaft, d. h. so wirtschaftlich als irgend möglich herzustellen. Es sollen darum in Zukunft sämtliche Baustoffe nur noch nach ganz bestimmten Gesichtspunkten beschafft, untersucht und verwendet werden. Als Richtschnur hierzu dient die AMB.

Die Anweisung behandelt in knapper Form auf 66 Seiten die Kapitel 1. Die Bestandteile von Mörtel und Beton, 2. Mörtel und Beton, 3. Bauüberwachung.

Im 1. Kapitel sind die Bindemittel unter Zugrundelegung des neuesten Standes der Normung nach ihrer chemischen Zusammensetzung und nach ihren Eigenschaften und die Zuschlagstoffe als natürliche und künstliche feste Zuschlagstoffe und als Anmachwasser in ihren allgemeinen Eigenschaften definiert und erläutert.

Das 2. Kapitel „Mörtel und Beton“ enthält in seinem wichtigen ersten Teil das Allgemeine über die neuzeitlichen Forschungsergebnisse und die daraus gefolgerten Richtlinien über Kornzusammensetzung, Wasserzusatz, Wasserundurchlässigkeit, Festigkeit, Zubereitung, Verarbeitung, Nachbehandlung und Einwirkungen. Die Bestimmungen über die Kornzusammensetzung des Gemenges gehen in ihren Anforderungen an das Verhältnis von Sand : Grobem über diejenigen anderer im Betonbau maßgebenden Stellen hinaus. Es darf kein Zuschlagstoff mehr ohne Prüfung verwendet werden. Für die Bestimmung von wasserundurchlässigen Mischungen ist ein ausführliches Verfahren ausgearbeitet.

Der 2. Teil des 2. Kapitels bringt Richtlinien für die Wahl der Mörtel- und Betonart. Es werden die verschiedenen Verwendungsgebiete für Kalk- und Zement-Mörtel und -Beton und für Mörtel und Beton mit mehreren Bindemitteln erörtert.

Einige Tabellen über den Stoffbedarf für fertigen Mörtel, Beton und für verschiedene Bauarbeiten bilden den 3. Teil des

[1]) Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). Amtliche Ausgabe, Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis steif geh. 4 R.-M.

2. Kapitels. Sie sollen als Anhalt bei der Veranschlagung von Bauten dienen.

Das 3. Kapitel enthält eingehende Ausführungen über die Untersuchung des Baugrundes und der Baustoffe und über die gesamte Bauüberwachung. Im besonderen wird die chemische Untersuchung des Gründungsbodens und des Grundwassers angeordnet. Es folgen die Bestimmungen über die Lagerung und Prüfung der Bindemittel. Diese sollen nicht nur in der mechanischen Bezirksprüfstelle nach den Normen, sondern auf Abbinden und Raumbeständigkeit (Kochversuch) auch auf der Baustelle untersucht werden. Die Zuschlagstoffe sind sorgfältig auf Reinheit und Kornzusammensetzung zu prüfen. Die richtige Steifigkeit der Mischung wird durch mechanische Wasserzufuhr sowie durch den Setz- und Ausbreitversuch, die Güte des Betons durch Würfel- und Balkenversuche überwacht. Eine übersichtliche Tafel verzeichnet die zu den Versuchen erforderlichen Geräte.

Es folgen Anweisungen für die Prüfung der Schalung und Gerüste, der Einwirkungen auf die Güte des Betons, für die Schalungsfristen und für die Nachbehandlung. Ein sorgfältig geführtes Bautagebuch und gute Zusammenarbeit der Baustellen mit den chemischen und mechanischen Untersuchungsstellen gelten als eine weitere Notwendigkeit für die Sicherstellung einer guten Bauausführung.

Die vorstehend angedeuteten belehrenden Teile sowie die Vorschriften werden durch 2 Anlagen und 15 Tafeln ergänzt.

Ein ausführliches Sachverzeichnis und zahlreiche Quellenangaben in den Fußnoten des Textes sollen die Anweisung zu einem Nachschlagewerk gestalten, das auch dort zu weiterem Aufschluß verhilft, wo seine eigenen Ausführungen knapp gehalten wurden.

Die Bearbeitung geschah unter der Leitung des Herrn Geheimrat Dr.-Ing. ehr. Schaper und unter Hinzuziehung der Herren Prof. Burchartz, Prof. Dr.-Ing. Gehler, Dr.-Ing. A. Hüser und Dr.-Ing. Petry. Ihren wertvollen Rat liehen ferner die Herren Dr.-Ing. Bendel, Prof. Graf, Dr. Grün, Dr. Guttmann, Dr. Haegermann, Dr. Herfeldt, Prof. Dr.-Ing. Mörsch, Oberbaurat Ing. Spindel und Dr.-Ing. Urbach.

Es darf erwartet werden, daß die Anweisung bei der Reichsbahn und über deren Grenzen hinaus im Sinne des Vorwortes zur Mehrung der Kenntnis der Betonbauweise beitragen wird. Vogeler.

Vermischtes.

Technische Hochschule Graz. Unser geschätzter Mitarbeiter Privatdozent Dipl.-Ing. Dr.-Ing. Heinrich Leitz in München ist als o. Professor für Baumechanik an die Technische Hochschule Graz berufen worden.

Die neue Ausstellungshalle in Glasgow besteht nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 21. Juni 1928 aus einem Eisenbetonbogendach, das auf Säulen und Fundamenten aus dem gleichen Baustoff ruht. Der

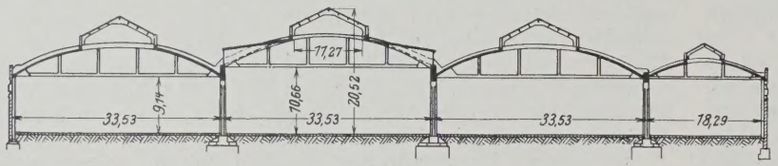


Abb. 1.

Abb. 2.

Ausstellungsraum wird von Gruppen aus drei Bogensehnenbindern von je 33,5 m überdeckt, an die sich auf einer Seite noch ein gleichartiges Dach von 18,3 m Spannweite anschließt. In der Längsrichtung ist die Haupthalle 140 m, die Seitenhalle etwa 100 m lang. In dem ganzen Innenraum sind, um eine freie Sicht zu erhalten, nur 24 Säulen vorgesehen, deren achteckiger Querschnitt etwa 60 cm Durchm. hat.

Das System der Bogenrippen ist aus Abb. 1 ersichtlich, Abb. 2 läßt die Innenwirkung der Halle und die Lage der Oberlichter erkennen. Die Schubkräfte der Bogenbinder werden von Zugbändern aus Rundeisen aufgenommen, die mit Beton ummantelt und an Hängestangen gleicher Ausführung aufgehängt sind.

Von besonderer Bedeutung war bei der Bewehrung der Binder die Berücksichtigung der aus den Formänderungen der Bogen und Zugbänder infolge Eigengewichtes und infolge des Schwindens des Betons sich ergebenden zusätzlichen Spannungen. Eine weitere konstruktive Schwierigkeit ergab sich bei den gewählten, weit gespannten Eisenbetonbogen in der Bewehrung und Ausbildung der Verbindungspunkte zwischen Bogen, Zugbändern und Säulen. Der Bogenschub von etwa 86 t mußte auf eine verhältnismäßig kleine Fläche zur Überleitung in die Zugbänder zusammengefaßt werden, wobei die senkrechten Komponenten möglichst ohne Exzentrizität in die Säulen zu leiten waren.

Da für die verhältnismäßig langen Zugbänder durchgehende Bewehrungseisen nicht handelsüblich sind und da ferner die sonst gebräuchlichen Überlappungsstöße mit Endhaken bei der in dem kleinen Querschnitt der Zugbänder (22,5 × 33,0 cm) dicht gedrängt liegenden Bewehrung nicht ausführbar waren, so mußte eine Sonderverbindung für die Stöße der Eisen angewendet werden.

Bei der Berechnung wurde vorausgesetzt, daß alle lotrechten Belastungen sowie Temperatur- und Schwindspannungen allein von den Rippen des Bogendaches aufgenommen werden sollten, unter der Annahme, daß die Rippen an den Säulen bezw. Angriffspunkten der Zugbänder gelenkig gelagert wären. Die Rippen sind am Kämpfer 40 cm breit und 80 cm hoch; im Scheitel nimmt die Höhe bis auf 60 cm ab. Die Dachoberlichter werden von Eisenbetonrahmen getragen, die sich auf die Bogenrippen stützen und eine freie Stützweite von etwa 12,2 m haben. Die Dachdecke ist bei den seitlichen Hallen an der Unterkante der Bogenrippen bis zu den Kämpfern entlang geführt, während sie in der mittleren Halle nach den Seiten hin gehoben ist, so daß hier über den Stützenreihen noch Fenster zwischen den Rippen vorgesehen werden konnten (vergl. Abb. 1).

Mit Rücksicht auf mögliche Verschiebungen der ganzen zusammenhängenden Dachkonstruktion erwies es sich als zweckmäßig, die mittleren der drei großen Bogen zuletzt auszuführen. Die rechnerisch ermittelte mögliche Gesamtdehnung des ganzen 118,8 m langen Zugbandes ergab sich zu etwa 30 mm, woraus die in den äußeren Säulen auftretenden Biegungsmomente abzuleiten waren.

Mit Ausnahme der Säulen, für die eine besonders fette Mischung gewählt wurde, ist das Dach im Mischungsverhältnis $1 : 1\frac{1}{2} : 3$ hergestellt. Nach der Ausschalung wurde die innere Betonfläche des Daches geglättet und mit einer Mischung von weißem Zement und cremefarbenem Sand abgezogen. Zs.

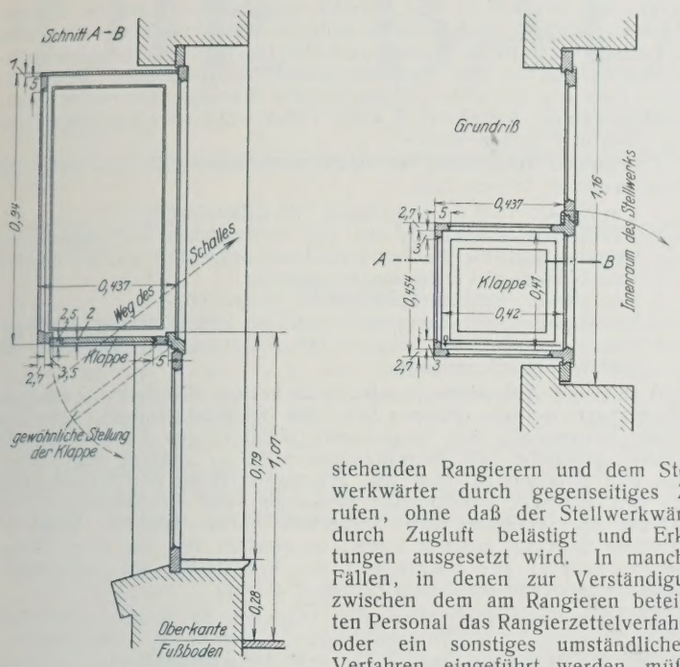
Der dritte Binnenhafen von Priok. Ende April 1928 begannen, wie der „Nieuwe Rotterdamsche Courant“ 1928 vom 15. April mitteilt, die Vorbereitungsarbeiten für das Absenken der Senkkasten des dritten Binnenhafens von Tandjong Priok in Niederländisch-Ostindien.

Wie bekannt, sind die vor einigen Jahren begonnenen Arbeiten aus finanziellen Gründen unterbrochen worden. Die damals in den Seeboden ausgebaggerte Rinne, die nach einer späteren Auffüllung mit Seesand als eine Art Fundierung für die Senkkasten dienen soll, ist teilweise verschlammt, so daß der angespülte Schlamm erst beseitigt werden muß. Ist die Rinne wieder auf die vorgeschriebene Tiefe gebracht worden, so folgt die Auffüllung mit Sand, die sich einige dm über Meeresboden erheben soll. Für diese Arbeiten werden bei einer Kailänge von 500 m insgesamt 110 000 m³ Sand verbraucht. Nach ausreichendem Einsinken der Auffüllung wird die ganze Fläche eben gebaggert und dann zur Aufstellung der Senkkasten geschritten. Die vor längerer Zeit gelieferten 12 Kasten im Werte von 2 Mill. Gulden haben sich bei einer unlängst vollzogenen Nachprüfung als unbeschädigt erwiesen. Die Senkkasten haben eine Länge von 40 m bei einer Breite und Höhe von 14,5 und 15 m. Sie bestehen ausschließlich aus Eisenbeton. Sohle und Seitenwände sind ungefähr 30 cm stark, während die Zwischenwände etwas weniger stark sind. Für die Herstellung der Senkkasten diente ein besonderes Dock, das später von der General Motors Co. in Tandjong Priok erworben wurde.

Dieser dritte Binnenhafen wird der tiefste von Priok werden. Gegenwärtig ist seine Tiefe 10 m, im Hinblick auf die Tiefe des Suez-Kanales, doch wurde bereits beschlossen, sie auf 12 m zu erhöhen, um das Anlegen der größten Schiffe zu ermöglichen. Der erste und zweite Binnenhafen von Priok haben eine Tiefe von 8 m und 9,5 bis 10 m. Der obengenannte Kai-Unterbau wird voraussichtlich Mitte 1929 fertiggestellt sein. W.

Eigenartiger Ausbau eines Stellwerkfensters. Der in der Abbildung dargestellte Vorbau an einem Stellwerkfenster hat zwei verschiedene Zwecke. Erstens ermöglicht er dem Stellwerkwärter, durch Vorbeugen in den kleinen Erker den Stellwerkbezirk zu beobachten, ohne daß der Wärter ein Fenster zu öffnen braucht, und erfüllt in dieser Hinsicht denselben Zweck wie die sonst ausgeführten größeren Erker, ist aber billiger.

Zweitens befindet sich in dem Boden des Vorbaues eine hölzerne Klappe, durch deren Herablassen eine Öffnung entsteht. Diese hat, da bekanntlich kalte Luft nicht nach oben steigt, die Eigenschaft, daß sie den Schall durchläßt, aber keine Zugluft von außen in den Stellwerkraum eintreten läßt. Sie ermöglicht also eine Verständigung zwischen den draußen



stehenden Rangierern und dem Stellwerkwärter durch gegenseitiges Zurufen, ohne daß der Stellwerkwärter durch Zugluft belästigt und Erkältungen ausgesetzt wird. In manchen Fällen, in denen zur Verständigung zwischen dem am Rangieren beteiligten Personal das Rangierzettelverfahren oder ein sonstiges umständlicheres Verfahren eingeführt werden müßte, kann durch Anwendung dieser Vorrichtung das einfache Zurufverfahren beibehalten und das Rangieren dadurch vereinfacht und beschleunigt werden.

Der beschriebene Vorbau ist auf den Stellwerken So und Sm auf Bahnhof Salzwedel ausgeführt und hat sich gut bewährt. Fahl.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Oktober erschienene Heft 19 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. D. Pistriakoff: Eisenbetonbrücke über den Meanderfluß im Vilayet Denizli, Türkei. — Studie über die Wahl der Unbekannten bei der Berechnung hochgradig statisch unbestimmter Systeme. — Dr. Karl Biehl: Zerstörung von Beton durch aggressive Kohlensäure. — Neue russische Eisenbetonbestimmungen.

Zuschriften an die Schriftleitung.

Beobachtungen und Erfahrungen an der umlauflosen Doppelschleuse Ladenburg des Neckarkanals. Herr Regierungsbaurat Dr.-Ing. Burkhardt hat in seinem Aufsatz in der „Bautechnik" 1928, Heft 31 unter „II. Unterhaupt" auf die Versuche Bezug genommen, die seinerzeit im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt ausgeführt worden sind. Er vertritt in seinen Ausführungen die Ansicht, daß die in der einen der beiden Schleusen eingebaute Vertiefung mit kammartig angeordneten Pfeilereinbauten weniger zweckmäßig sei als die in der Nachbarschleuse eingebaute Bremskammer nach seinem Patent Nr. 442 339, Kl. 84b. Dieser verallgemeinerten Ansicht vermag ich nicht zuzustimmen. Wenn in Ladenburg das Strömungsbild bei der Vertiefung mit Pfeilereinbauten unruhiger als bei der Bremskammer ist, so ist dies im wesentlichen auf die unzweckmäßige Betriebsweise des Segmentschützes zurückzuführen. Nach Angabe des Herrn Dr.-Ing. Burkhardt werden bei beiden Schleusen die Segmentschützen in den Toren innerhalb 165 Sek. voll geöffnet, und zwar so, daß etwa $^2/_3$ der Gesamtöffnungshöhe in 77 Sek., also in weniger als der halben Gesamtöffnungszeit erreicht wird, während für die Freilegung des letzten Drittels der Öffnungshöhe 88 Sek., d. i. mehr als die zweite Hälfte der Gesamtöffnungszeit, verwendet werden. Für die Bremskammer mag eine derartige Öffnungsweise günstig sein, für die Vertiefung mit Pfeilereinbauten ist sie jedoch denkbar ungünstig und steht im Widerspruch zu den Versuchsergebnissen. Diese haben gezeigt, daß bei der Vertiefung mit Pfeilereinbauten, abgesehen von der ruhigen Lage des Schiffes in der Schleuse, auch das Strömungsbild am ruhigsten ist, wenn das Öffnen des Segmentschützes sehr langsam und gleichmäßig erfolgt. Das gleiche Ergebnis stellt sich ein, wenn das anfangs sehr langsame Öffnen gegen das Ende der Öffnungszeit gleichmäßig beschleunigt wird. Eine derartig kurze Öffnungszeit von 165 Sek., wie sie in Ladenburg für beide Anordnungen gewählt ist, ist bei den Versuchen für die Ausbildung der Vertiefung mit Pfeilereinbauten als unzweckmäßig nicht verwendet worden und ist auch keineswegs erforderlich, um bei dieser Anordnung die Schleuse in der geforderten Zeit zu entleeren. Bei den Versuchen betrug die kürzeste Öffnungszeit 257 Sek. Zu besseren Ergebnissen führten jedoch längere zum Teil über die ganze Entleerungszeit der Schleuse ausgedehnte Öffnungszeiten. Wenn bei der Vertiefung mit Pfeilereinbauten trotz der langen Öffnungszeit die Schleuse in der gleichen Zeit entleert werden kann wie bei der Bremskammer mit kurzer Öffnungszeit, so ist das darauf zurückzuführen, daß die bei der Vertiefung in 1 Sek. abgeführte Wassermenge bei gleicher Öffnungshöhe der Segmentschützen und bei gleicher Druckhöhe wesentlich größer ist als in der Bremskammer (bei großer Öffnungs- und Druckhöhe bis zu 80%). Wie schon die grundlegenden Arbeiten des leider zu früh verstorbenen Vorstandes der Preußischen Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau, Herrn Prof. Dr.-Ing. Krey, über die Vorgänge beim Schleusen von Schiffen gezeigt haben, ist für die ruhige Lage des Schiffes die gleichmäßige langsame Zunahme der ein- und ausströmenden Wassermenge ausschlaggebend. Dieses Ergebnis deckt sich vollständig mit den Versuchsergebnissen im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule, es steht jedoch im Widerspruch mit der Betriebsweise der Ladenburger Schleuse. Bei dieser Betriebsweise strömt infolge des raschen Öffnens des Segmentschützes bis zur vollen Öffnungshöhe im Anfang der Entleerung unter dem hohen Druck der nahezu gefüllten Schleuse eine rasch wachsende große Wassermenge aus, die sich erst wesentlich verringert, wenn nach vollem Öffnen des Segmentschützes die Druckhöhe in der Schleuse mehr und mehr abnimmt. Daß die während des ersten Abschnittes der Entleerung ausströmende zu große Wassermenge eine starke Unruhe in das Strömungsbild bringen und die Ursache der verhältnißmäßig großen Spiegelabsenkung nach dem Tore hin sein muß, ist ohne weiteres klar. Würde das Segmentschütz in Übereinstimmung mit den Versuchsergebnissen geöffnet, so wäre die Abflußmenge im Anfang der Entleerung kleiner, der Wasserabfluß über die ganze Entleerungszeit ausgeglichener und das Strömungsbild ruhiger.

Daß der Ausfluß der Schleuse Wieblingen aus Umläufen für die ruhige Lage des wartenden Schiffes günstiger sein soll als der Ausfluß über eine Vertiefung mit Pfeilereinbauten, vermag ich nicht einzusehen; ich überlasse es dem Leser, durch Vergleich der Abb. 11 und 15 sich sein eigenes Urteil unter Berücksichtigung des Vorhergesagten zu bilden.

Ferner kann ich es nicht als schiffahrtstechnischen Nachteil bezeichnen, wenn ein Schiff 30 bis 40 m unterhalb des Schleusentores warten muß. Bei aufeinanderfolgenden Tal- und Bergschleusungen soll im allgemeinen das wartende Schiff sogar 1 bis $1^1/_2$ Schiffslängen vom Tor entfernt liegen, damit das ausfahrende Schiff freies Fahrwasser findet. Auch für fortgesetzte Bergschleusungen braucht kein Zeitverlust zu entstehen, da das wartende Schiff schon anfahren kann, während das Tor noch gehoben wird.

Unerklärlich ist mir weiter, warum hervorgehoben ist, daß die Vertiefung mit Pfeilereinbauten in baulicher und betrieblicher Hinsicht eine sehr starke Ufer- und Sohlenbefestigung sowie lange Leitwerke und Zufahrten zur Schleuse verlangt. Nach den Versuchsergebnissen besteht kein Grund, diese Maßnahmen anders als bei der Bremskammer zu treffen.

Zur Beurteilung der Zweckmäßigkeit der einen oder anderen Anlage müssen sämtliche Vor- und Nachteile der beiden Einrichtungen berücksichtigt werden. Zwei wichtige, nicht erwähnte Punkte sind das Verhalten gegen Verstopfung und die Kostenfrage. Die zum großen Teil überdeckte Bremskammer kann durch versunkenes Treibzeug und namentlich durch Eis verstopft werden, die Vertiefung mit den Pfeilereinbauten ist dagegen gesichert. Eine etwaige Verstopfung ist um so unangenehmer, als sie infolge der Unzugänglichkeit der Anlage nur schwer beseitigt werden kann, und unter Umständen die Absperrung und Trockenlegung des Unterhauptes erforderlich macht.

Die Kosten der Bremskammer sind höher als die der Vertiefung mit Pfeilereinbauten. Die große Gründungstiefe der Vertiefung bei Ladenburg und der dadurch bedingte große Betonaufwand (Abb. 12) ist kein Erfordernis, sondern erklärt sich daraus, daß die Baugrube schon für den Einbau einer Bremskammer ausgehoben war, als man sich entschloß, die Vertiefung einzubauen.

Schließlich weise ich noch darauf hin, daß die Schleuse Ladenburg nicht die erste umlauflose Schleuse ist. Vor ihr ist schon für die Staustufe Mettlach der Saarkanalisierung eine umlauflose Schleuse gewählt, deren Oberhaupt auf Grund der Versuche im Wasserbaulaboratorium der Technischen Hochschule Darmstadt ausgebildet ist.

Darmstadt, den 28. Juli 1928. Dr.-Ing. Thürnau.

Erwiderung.

Da die Versuche des Herrn Prof. Dr. Thürnau mit der Zahnschwelle bei gleichen Öffnungszeiten des Segments einen dreifach größeren Trossenzug als bei der Bremskammer ergaben, wurde in die Bewegungsvorrichtung der Torsegmente eine besondere Verzögerungseinrichtung eingebaut. Obwohl das Segment im Gefahrfalle in zwei Minuten geschlossen werden sollte, wurde entsprechend den Laboratoriumsversuchen die Öffnungszeit auf 250 Sek. festgelegt in der Weise, daß die Gesamtschützöffnung von 90 cm in einem ersten Abschnitt in 75 Sek. auf 56 cm und im zweiten Abschnitt in 175 Sek. vollends auf 90 cm geöffnet werden konnte. Bei der Ausführung wurde der erste Hub auf 45 cm und der zweite auf 65 cm beschränkt. Die Verzögerung geschieht dabei auf elektrischem Wege selbsttätig. Die Öffnungszeit noch weiter und gar auf die ganze Entleerungszeit, womöglich mit wechselnder Geschwindigkeit, auszudehnen, war mit einfachen Mitteln nicht zu erlangen und hätte die Einschaltung eines sogen. Leonard-Aggregats erfordert, das sehr kostspielig gewesen wäre.

Die Gegenüberstellung des Herrn Thürnau, daß im Tor mit nachfolgender Zahnschwelle in 1 Sek. mehr Wasser abfließt als durch das Tor mit angebauter Bremskammer, spricht nicht zugunsten der Zahnschwelle, sie beweist nur deren geringen Wirkungsgrad, der den Einbau besonderer elektrischer oder mechanischer Verzögerungsvorrichtungen notwendig macht. Hingegen wird bei der Bremskammer allein durch den Energievernichtungsvorgang die Verzögerung im Abfluß (Massenträgheit, Rotation,

Umlenkung) bewirkt. Die Überlegenheit der Wirkungsweise der Bremskammer ist dadurch bewiesen; sie erfüllt ohne weitere Hilfsmittel die von Krey aufgestellten Forderungen. Dabei darf nicht außer acht gelassen werden, daß diese Versuche für Schleusen ohne Energievernichtung angestellt worden sind. Wenn also bei Zahnschwellen als Energievernichter nach wie vor eine Verzögerungseinrichtung notwendig ist, so kann der Wert der Schwelle nicht besonders groß sein. Im vorliegenden Falle, wo die Schiffe unterhalb der Schleuse liegen und im Gegensatze zu der Lage innerhalb der Schleuse der Energievernichtungsvorgang bei freiem stattfindet, ist Abfluß vor allen Dingen die Größe der lebendigen Kraft $\frac{m v^2}{2}$ zu beachten. In diesem Ausdruck befindet sich v in der zweiten Potenz, m aber linear.

Es ist also weniger die Wassermenge als vielmehr die Geschwindigkeit, die die Wasserwirbel hervorruft, und es wird deshalb auch nicht gelingen, den Scheitel des Energievernichtungsvorganges unmittelbar hinter das Tor, wohin er schiffahrtstechnisch gehört, zu verlegen. Insbesondere gelingt es nicht, die für die Schiffe gefährlichen Wasserwirbel, die durch die bauliche Gestaltung der Zahnschwelle bald hier, bald dort auftreten, zu beseitigen. Wie ungünstig die Wirkungsweise des Energievernichtungsvorgangs bei der Zahnschwelle tatsächlich ist, geht auch daraus hervor, daß in dem in Abb. 11 u. 12 wiedergegebenen Falle meines Aufsatzes in der „Bautechnik" 1928, Heft 31, S. 449 eine Unterwasserhöhe von 6;25 m gegenüber 3,20 m bei den Versuchen vorhanden war.

Es kann bei tieferem Eindringen in die im Bilde wiedergegebenen Strömungsverhältnisse Meinungsverschiedenheit darüber, daß der Ausfluß des Wassers aus den Umläufen der Schleuse Wieblingen für die ruhige Lage des wartenden Schiffes günstiger ist als bei der Zahnschwelle, wohl nicht bestehen, weil

1. bei Umläufen, die einander gegenüberliegen, durch die aufeinander aufprallenden Wassermassen eine ausgiebige Energievernichtung und
2. der Energievernichtungsvorgang an einer bestimmten Stelle und auf verhältnismäßig engem Raume hinter dem Tor stattfindet.

Für den Schiffer hat dies den Vorteil, daß er den Energievernichtungsvorgang sieht und der Gefahrzone fernbleibt. Demgegenüber ist die Energievernichtung bei der Zahnschwelle geringer und wird weiter in das Unterwasser hinausgetragen, so daß der Schiffer gar nicht in der Lage ist, die Gefahrzone und die Gefährlichkeit der Wirbel abzuschätzen. Bei dem Verhalten der Schiffer können hier Warnungstafeln und Verbotstafeln nur wenig nutzen. Es ist verschiedentlich vorgekommen, daß Schiffe losgerissen und gegen das Tor getrieben wurden, wobei in einem Falle das Tor sogar erheblich beschädigt worden ist. Praktisch liegt der Fall in Ladenburg nunmehr so, daß die Schiffer, wenn sie können, die Schleuse mit der Zahnschwelle hinter dem Untertor meiden.

Den Ausführungen des Herrn Thürnau über den Liegeplatz der Schiffe unterhalb des Schleusentores stehen sowohl die Betriebserfahrungen am Rhein-Herne-Kanal als auch die am kanalisierten Neckar entgegen. Sofern möglich, versucht der Schiffer unmittelbar vor dem Untertor festzumachen. Regierungsbaurat Ostendorf, Duisburg, kommt auf Grund seiner Erfahrungen am Rhein-Herne-Kanal[1]), wonach bei einer Doppelschleusung auf das Herein- und Herausschleppen des Schiffszuges allein 50 bis 56 % der Gesamtschleusungszeit entfallen, zu dem Ergebnis, „daß es zweckmäßig ist, die Schleusenanlagen so auszubilden, daß der Weg, den die Schiffe vom Leitwerk bis zur richtigen Lage in der Kammer zurückzulegen haben, möglichst klein wird". Hieraus folgt, daß bei der Zahnschwelle die Leitwerke und Zufahrten länger sein und die Schiffe erheblich weiter unterhalb des Untertors auf Schleusung warten müssen als bei der Bremskammer, wo die Schiffe unmittelbar vor dem Tor gefahrlos festmachen können.

Daß weiter bei der Zahnschwelle größere Kolkwirkungen auftreten als bei der Bremskammer, ergibt ohne weiteres die Betrachtung der Strömungsbilder Abb. 12 und 14 a. a. O., sowie die hierüber angestellten Versuche. In dieser Hinsicht sei auch auf die verschiedenen Versuche des Herrn Prof. Dr. Rehbock, Technische Hochschule Karlsruhe, mit Zahnschwellen, der seine Erfindung m. E. mit Recht weniger eine Vorrichtung zur Energievernichtung als vielmehr eine Vorrichtung zur Verlegung des Kolkes von dem fraglichen Bauwerk weg bezeichnet, hingewiesen. Wenn bei Wehren, im breiten Fluß, Kolke in Kauf genommen werden, so ist dies bei schmalen, mit hohen Dämmen eingefaßten Schiffahrtkanälen nicht zulässig.

Es war insbesondere bei der Doppelschleuse Ladenburg, die auf Schwemmsand gegründet ist, und wo 40 m unterhalb die Riedbahnbrücke den Kanal überquert, von vornherein darauf zu achten, daß Kolkwirkungen tunlichst vermieden werden. Vorsorglich wurde deshalb auch im Unterkanal der Doppelschleuse bis unterhalb der Eisenbahnbrücke eine starke Sohlenbefestigung ausgeführt.

Die Befürchtungen des Herrn Thürnau wegen der Verstopfung der Bremskammer sind durch die praktischen Erfahrungen im letzten Winter, wo das Eis im Kanal durch die Schleusen abgeführt werden mußte, widerlegt. Das befürchtete Eintreten von solchen Verstopfungen wird nämlich dadurch ausgeschaltet, daß die Energie des durch den Spalt in die Bremskammer eintretenden Wassers sehr groß ist, wozu noch kommt, daß die Kammer tief in dem Erdreich eingebettet ist und der Energievernichtungsvorgang doch in nichts anderem besteht als in der Umsetzung der lebendigen Kraft in Wärme. Da die bei den Aufräumungsarbeiten unerlaubterweise in die Schleusenkammer eingeworfenen Betonreste, Steine, Holz u. a. m., ohne weiteres aus der Bremskammer wieder herausbefördert wurden, besteht auch keine Gefahr, daß schwimmendes Treibzeug gefährlich werden könnte.

Hinsichtlich der Kosten sei darauf hingewiesen, daß zu Lasten der Zahnschwelle zu buchen sind:

1. 1 m höhere Tore im Unterhaupt mit Zahnschwelle,
2. 1 m höhere Aufbauten, die aus betrieblichen und ästhetischen Gründen auch für die Nachbarschleuse ausgeführt werden mußten,
3. eine besondere Verzögerungseinrichtung,
4. eine stärkere Sohlenbefestigung im Unterkanal,
5. Verlängerung des Leitwerks, weil die Schiffe weiter ab liegen müssen als bei der Schleuse mit Bremskammer, was auch die Schleusungszeit verlängert.

Dazu muß die Zahnschwelle selbst aus bestem Eisenbeton hergestellt und verankert werden. Hieraus folgt, daß bei Würdigung aller Umstände bei der Verwendung der Zahnschwelle selbst in den Anlagekosten Ersparnisse gegenüber der Bremskammer nicht zu erzielen sind, wobei außer acht gelassen ist, daß die gekrümmte Wand der Bremskammer nach den nunmehr vorliegenden Messungen und Beobachtungen noch einfacher und in Beton hätte hergestellt werden können. Wenn bei Ladenburg Stahlguß gewählt wurde, so geschah dies vor allen Dingen deshalb, um bei der Neuartigkeit der Vorrichtung vor unliebsamen Überraschungen von vornherein geschützt zu sein.

Zusammenfassend ergeben die vorstehenden Ausführungen kein anderes Ergebnis als die Veröffentlichung in Heft 31 der „Bautechnik".

Was schließlich die Frage der Priorität der umlauflosen Schleuse mit Energievernichtung anbetrifft, so bemerke ich hierzu auf Grund eigener Besichtigung des Planmaterials über die Versuche des Herrn Thürnau für die Schleuse Mettlach der Saarkanalisierung am 2. März 1926 folgendes:

Die Versuche für die Schleuse Mettlach der Saarkanalisierung sind ausgegangen von der Veröffentlichung des Herrn Oberbaurat Loebell, Berlin, über Tore und Schütze für Schiffschleusen in der „Bautechnik" 1924, Heft 55, S. 659 und 1925, Heft 4, S. 36. Da mit der dort vorgeschlagenen Anordnung für das Oberhaupt eine Energievernichtung, wie inzwischen auch von anderer Seite festgestellt wurde (vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 12, S. 163), nicht zu erzielen war, wurde der Loebellsche Vorschlag von Herrn Thürnau schrittweise verbessert und führte zu demselben Ergebnis, wie die von dem Problem der Energievernichtung bei Schleusen ohne Umläufe ausgehenden Versuche der Neckarbaudirektion (vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 3, S. 36), die Herrn Thürnau bei der obengenannten Besichtigung gezeigt wurden.

Die von Herrn Thürnau für Mettlach erst während des Baues der Anlage durchgeführten Versuche liegen aber zeitlich hinter den von der Neckarbaudirektion im verwaltungseigenen Versuchsgerinne und in der Versuchsanstalt für Wasserkraftmaschinen der Technischen Hochschule Hannover durchgeführten Versuchen, die dem Bau von Ladenburg lange Zeit vorausgegangen sind, erheblich zurück. Burkhardt.

Wir schließen hiermit die Aussprache. Die Schriftleitung.

Personalnachrichten.

Sächsische Straßen- und Wasserbauverwaltung. (1. Oktober 1927 bis 30. September 1928.) Befördert wurden: die Regierungsbaudirektoren Heinze bei der Wasserbaudirektion, Olzscha beim Straßen- und Wasserbauamt Zwickau, Berndt beim Straßen- und Wasserbauamt Döbeln, Lehnert beim Straßen- und Wasserbauamt Pirna, Grohmann beim Straßen- und Wasserbauamt Dresden, Regierungsbaurat Tropitzsch bei der Wasserbaudirektion zu Oberregierungsbauräten, Regierungsbaudirektor Grosser beim Straßen- und Wasserbauamt Plauen zum Oberregierungsbaurat bei der Straßenbaudirektion, Regierungsbaudirektor Kretzschmar beim Straßen- und Wasserbauamt Dresden, Abtlg. Elbe, zum Oberregierungsbaurat bei der Wasserbaudirektion, Regierungsbaurat Rentsch bei der Straßenbaudirektion zum Vorstand des Straßen- und Wasserbauamtes Plauen mit der Amtsbezeichnung „Regierungsbaudirektor", die Regierungsbaudirektoren Rohland beim Straßen- und Wasserbauamt Meißen und Dr.-Ing. Fickert beim Amt für Gewässerkunde zu Oberregierungsbauräten, Regierungsbaurat Limmer bei der Wasserbaudirektion zum Regierungsbaudirektor unter Versetzung zum Straßen- und Wasserbauamt Dresden als Leiter der Abtlg. Elbe.

INHALT: Sprengwirkungen an Eisenbeton. — Die Auswechslung von eisernen Eisenbahnbrücken mit Kranwagen (Fortsetzung). — Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad (Fortsetzung). — Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). — Vermischtes: Technische Hochschule Graz. — Neue Ausstellungshalle in Glasgow. — Dritter Binnenhafen von Prlok. — Eigenartiger Ausbau eines Stellwerkfensters. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Zuschriften an die Schriftleitung. — Personalnachrichten.

[1]) Erfahrung über die Unterhaltung und den Betrieb des Rhein-Herne-Kanals, Deutsche Wasserwirtschaft 1926, Heft 6, 7 u. 8.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 19. Oktober 1928 — Heft 45

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.).

Von Reichsbahnoberrat **Lewerenz**, Königsberg.

I. Allgemeines.

Im August 1928 sind 75 Jahre vergangen, seit der erste Eisenbahnzug die ostpreußische Hauptstadt erreichte. Bei der Einweihung des Königsberger Bahnhofs erregte u. a. die Bahnhofshalle allgemeine Bewunderung. Hatte sie doch eine für damalige Zeit ungewöhnliche Länge von 126,4 m und eine Breite von 33 m. Die Binder des dreischiffigen Daches, teils aus Holz, teils aus Gußeisen und Rundeisen bestehend, ruhen auf gußeisernen Säulen. Noch heute versieht diese Halle ihren Dienst, obgleich das hohe Alter merkliche Spuren hinterlassen hat. Daß die Größe der Halle den heutigen Verkehrsansprüchen in keiner Weise

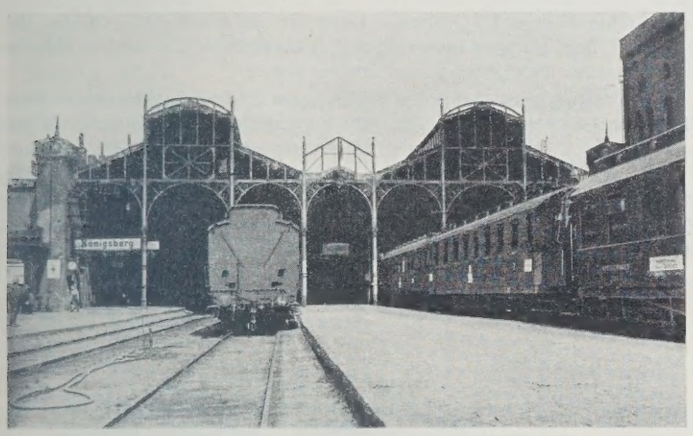


Abb. 1. Ansicht der alten Bahnsteighalle Ostbahnhof.

genügt, leuchtet ohne weiteres ein. Von 83 Zügen (ohne die Züge nach Metgethen und Pillau), die täglich im Personenbahnhof behandelt werden, können nur 32 an den beiden innerhalb der Halle liegenden Bahnsteigkanten abgefertigt werden, und auch diese stehen wegen der geringen Hallenlänge und der Kopfform des Bahnhofs nur zum kleinen Teil in der Halle, der Rest der Züge steht ohne Schutz außerhalb.

Doch nun sind die Tage dieses Bauwerks gezählt (Abb. 1)! Ein neuer Personenbahnhof geht seiner Vollendung entgegen und mit ihm eine nach den neuesten Erfahrungen konstruierte Bahnsteighalle.

Wie Abb. 2 zeigt, erhält diese Halle drei Schiffe. An ein breiteres Mittelschiff von 43,55 m Stützweite schließen sich in symmetrischer Ausbildung zwei 37 m weite Seitenschiffe. Die südliche Stützenreihe A sowie Stützenreihe B stehen auf Gepäcksteigen, die Reihen C und D stehen zwischen Gleisen. Während die abschließende Längswand auf der Nordseite in die Flucht der Stützenreihe D fällt, ist die südliche Längswand um 2,45 m nach außen gerückt, damit der Verkehr auf dem Gepäcksteig nicht unterbunden wird. Mittels eines schmalen Pultdaches steht diese Wand mit der Haupthalle in Verbindung.

Die Hallenlänge ist einmal an die Lage der beiden Personentunnel gebunden, deren Treppen genügend weit überdeckt werden müssen, ferner richtet sich die Länge nach der größten im Regelbetriebe vorkommenden Zuglänge, wobei angenommen wird, daß die Lokomotive stets außerhalb der Halle steht, um ein zu rasches Verrußen der Eisenkonstruktion zu vermeiden. Die Lage der Binder 2 und 12 ist dadurch bestimmt, daß die Stützen A_2, B_2, A_{12} und B_{12} rd. 3,5 m von den Gepäckaufzügen entfernt bleiben müssen, damit die Gepäckkarren ungehindert in den Förderkorb einfahren können. Die Stützen der Binder 2 und 12 stehen daher über der Tunneldecke und geben ihre Lasten durch besondere Hilfskonstruktionen an die Widerlager ab. Die Strecke zwischen diesen beiden Tunnelbindern ist in zehn gleiche Felder von 13,68 m Feldweite geteilt.

Eine abweichende Ausbildung zeigt die Nordwestecke der Halle in der Nähe des neuen Empfangsgebäudes. Hier verbindet eine durchgehende Weichenstraße die Gleise 2 und 3, so daß kein Platz für die

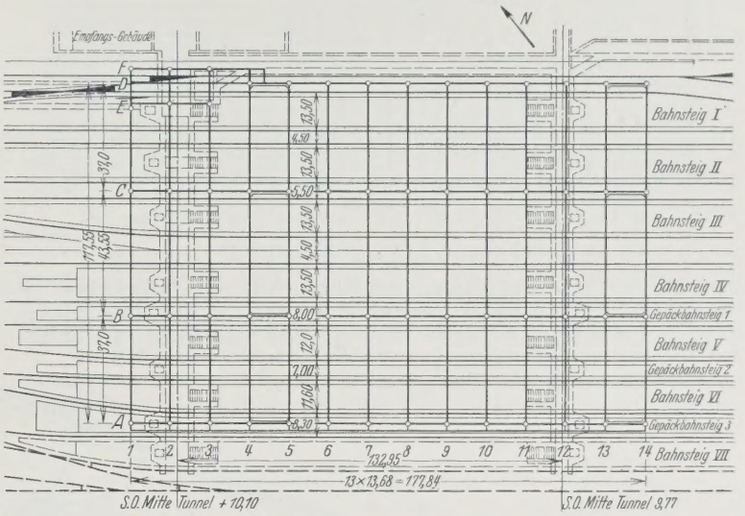


Abb. 2. Lageplan zur Überdachung der Bahnsteiganlagen.

Stützen D_1 bis D_3 frei bleibt. Diese werden daher durch rahmenartige Abfangkonstruktionen ersetzt. Die Abschlußwand in der Reihe D reicht von Binder 4 bis Binder 14. Als Ersatz ist in der Reihe F zwischen den Gleisen eine Abschlußwand vorgesehen, die über den Endpunkt der D-Wand um $^1/_3$ Feldweite = 4,56 m hinwegreicht, um einen möglichst guten Windschutz zu erzielen.

Abb. 3 zeigt die Hauptquerschnittsabmessungen. Die normalen Binder sind als vollwandige Dreigelenkbogen ausgebildet. Die Gelenke des

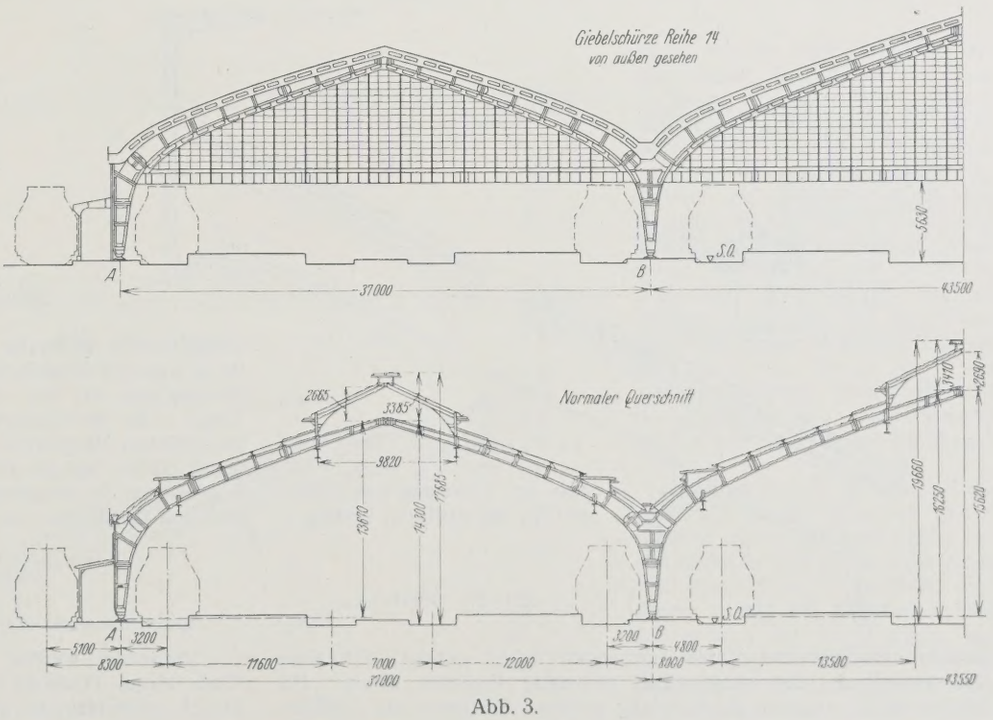


Abb. 3.

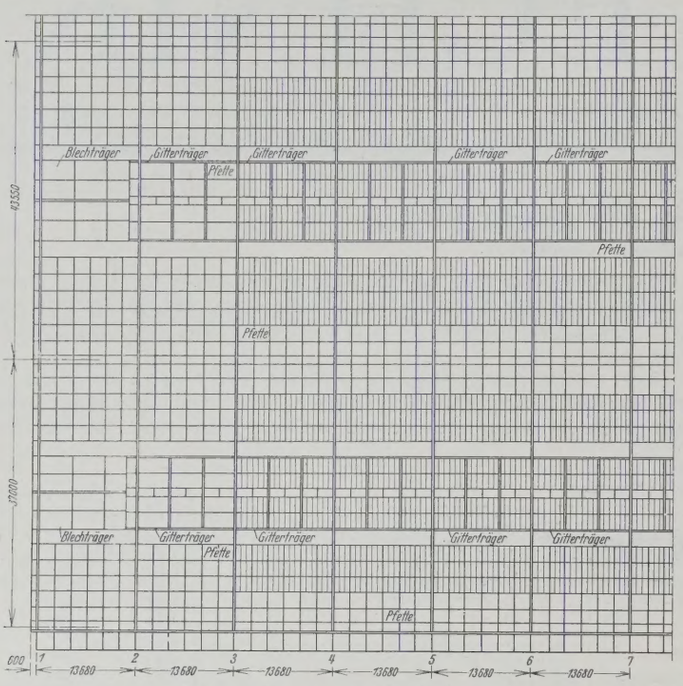


Abb. 4. Teil des Dachgrundrisses.

Mittelbinders liegen zueinander symmetrisch. Von den Fußgelenken der Seitenbinder sitzt das innere hoch auf einem Kragarm des Mittelbinders, dagegen das äußere in gleicher Höhe mit den Fußgelenken des Mittelbinders. Umfangreiche Voruntersuchungen haben gezeigt, daß diese Gelenkanordnung das wirtschaftlich günstigste Ergebnis liefert. Die Schürzenbinder erhalten zur Erzielung größerer Steifigkeit ein Zugband, das gleichzeitig als untere Begrenzung der Schürze dient. — Die Pfetten sind als durchgehende Träger ausgebildet, wodurch gegenüber Gelenkpfetten beträchtlich an Baustoff gespart wird. Auch werden die Binder dadurch gegeneinander besser ausgesteift.

Die Dachflächen sind bei den Laternen sowie in einem breiten Streifen über den Bahnsteigen mit Drahtglas in kittlosen Sprossen, dagegen in den Kehlen, an den äußeren Traufen sowie in einem schmalen Streifen zu beiden Seiten der Laternen mit Ruberoid auf Holzschalung eingedeckt. Die Laternen fallen des besseren Aussehens wegen über den Endfeldern 1—2 und 13—14 fort. Die Glaseindeckung reicht nur von Binder 3 bis Binder 12. Die beiden letzten Felder an jedem Hallenende sind durchweg mit Pappe eingedeckt, weil das Oberlicht hier mit Rücksicht auf die reichliche Schürzenbelichtung entbehrlich ist, auch erfahrungsmäßig an den Hallenenden am meisten verrußt. Außerdem wird dadurch beträchtlich an Kosten gespart.

Zur Lüftung und Rauchabführung sind Streifenlüfter ohne Jalousieverkleidung in der Mitte und an den Außenseiten der Laternen sowie in der Nähe der Stützen über den Gleisen vorgesehen. Außerdem enthalten die Glasschürzen und Seitenwände an ihrem oberen Rande breite Luftschlitze. Von der Anordnung durchgehender Längsschlitze mit herabhängender Glasschürze, einer mehrfach angewendeten Bauweise, die für rasche Rauchabführung vorteilhaft ist, wurde in Königsberg wegen des ungünstigen Klimas abgesehen. Denn es ist zweifelhaft, ob die Halle dann bei der häufig vorkommenden stürmischen und kalten Witterung den Reisenden genügend Schutz bieten würde.

Zur Verringerung der Wärmespannungen ist in der Nähe des Binders 7 die ganze Dachhaut durch eine Dehnungsfuge unterbrochen. Die Wärmeschwankung wurde hierbei zu $\pm 25°$ angenommen.

Die Halle wird in ihrer Längsrichtung ausgesteift durch Windverbände, Versteifungsträger und Portale. Windverbände sind nur in den beiden Endfeldern eingebaut. Die Versteifungsträger sitzen im First sowie im oberen Ende der Stützen. Letztere dienen gleichzeitig zur Aufnahme des schräg abwärts wirkenden Schubes der Dachlasten. Der auf die Schürzenfläche wirkende Winddruck verteilt sich auf den in der Dachfläche liegenden Windverband und den unten liegenden wagerechten Windträger. Beide Träger leiten die Windkräfte weiter in die Windportale. Diese sitzen bei der östlichen Hallenhälfte zwischen den Bindern 13 und 14, bei der westlichen Hälfte dagegen zwischen den Bindern 4 und 5, weil die Binder 1 bis 3 wegen der obenerwähnten Weichenverbindung unnormal ausgebildet sind und den Einbau von Windportalen unmöglich machen.

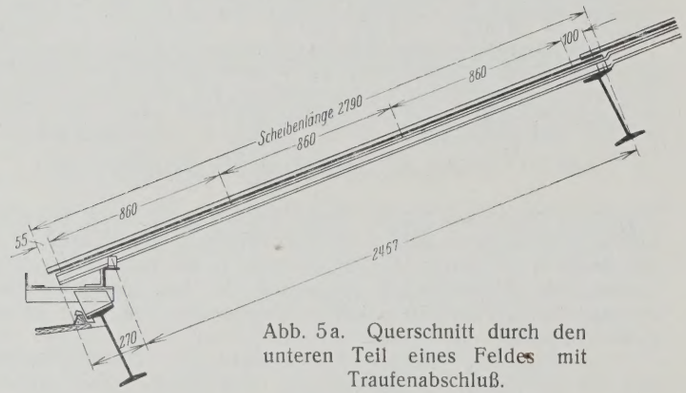


Abb. 5a. Querschnitt durch den unteren Teil eines Feldes mit Traufenabschluß.

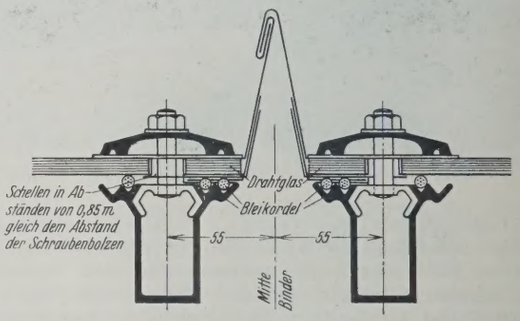


Abb. 5d. Dichtung über der Dehnungsfuge.

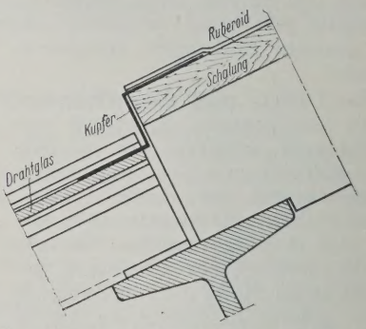


Abb. 5e. Querschnitt durch Laternenoberlicht.

Abb. 5b. Übergang von Holz zu Glas am Binder 3 u. 12.

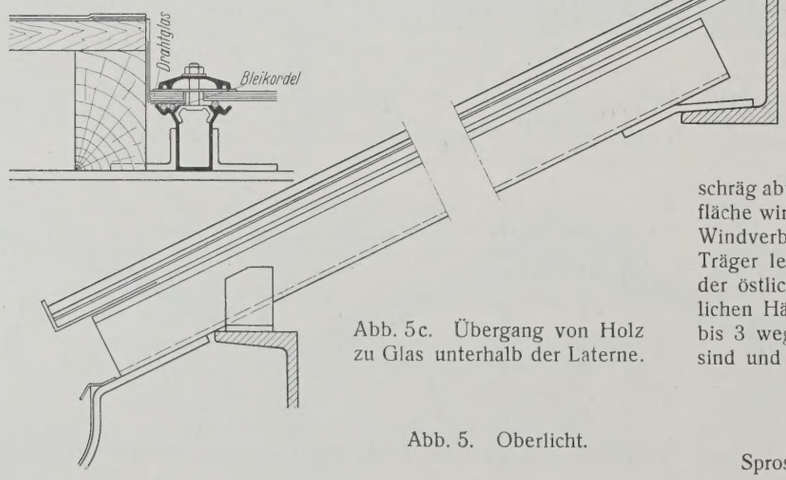


Abb. 5c. Übergang von Holz zu Glas unterhalb der Laterne.

Abb. 5. Oberlicht.

II. Dachhaut.

a) Oberlicht.

Sprossenabstand $= \frac{1}{18} \times$ Feldweite $= 0{,}76$ m, Drahtglas 8 mm dick.

Verwendet werden kittlose verzinkte Univerasprossen der Firma Claus Meyn, Frankfurt a. M., mit Messingstiften, Messingmuttern, Bleikordel, Ruberoidstreifen und eisernen, verzinkten Deckkappen. Die Sprossen

sind über den Zwischenpfetten gekröpft, um ein gutes Überdecken der Glasscheiben zu erreichen. Die Anschlußstellen am oberen und unteren Sprossenende, an den Übergängen zum Pappdach sowie in der Dehnungsfuge sind mit $^3/_4$ mm dickem Kupferblech gedichtet. Unmittelbare Berührung des Kupferblechs mit verzinkten Teilen ist zur Verhütung elektrolytischer Erscheinungen vermieden. Die Einzelheiten sind aus Abb. 4 u. 5 ersichtlich.

b) Pappdach.

Des besseren Aussehens wegen ist der Sparrenabstand gleich dem Sprossenabstand (0,76 m) gewählt. Dachdeckung: silbergraue Ruberoidpappe. Dachschalung: gespundete Kiefernbretter. Sparrenquerschnitt 8/10 und 8/12 cm.

c) Entwässerung.

Rinnen aus 3 mm dickem verzinktem Eisenblech. Oberhalb der Rinnen abnehmbare Gehwege aus Holzbohlen. Da die ganze Halle ein Längsgefälle von 1 : 400 hat (dem Bahnhofsgefälle entsprechend), liegen die oberen Brechpunkte der Rinnen um $^1/_3$ der Feldweite vom höher gelegenen Feldende entfernt. Dadurch wird ein annähernd gleiches Rinnengefälle erzielt (1 : 122 bezw. 1 : 112). Abfallrohre werden an sämtlichen Stützen herabgeführt. Querschnitt etwa 0,75 cm² für 1 m² der Dachgrundfläche. Bei den mittleren Stützenreihen ergibt sich eine lichte Weite von 22,5 cm, bei den äußeren Reihen von 15 cm. Unten schließen gußeiserne Formstücke an, die in Aussparungen der Fundamentsockel liegen.

III. Pfetten und Längsversteifung.

Baustoff: St 37.

Die meisten Pfetten sind als durchlaufende Walzträger ausgebildet. Der Pfettensteg steht rechtwinklig zur Dachfläche. Die Querschnitte sind nur zur Aufnahme der in der Y-Achse wirkenden Seitenkraft bemessen (Abb. 6). Die in der Dachfläche wirkende Seitenkraft (der sogenannte Dachschub) wird durch besondere Winkeleisensteifen aufgenommen und bis zur Kehle bezw. Traufe herab-

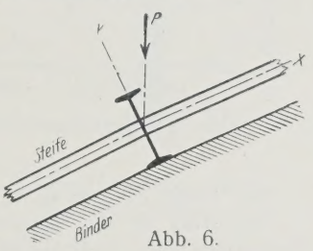


Abb. 6.

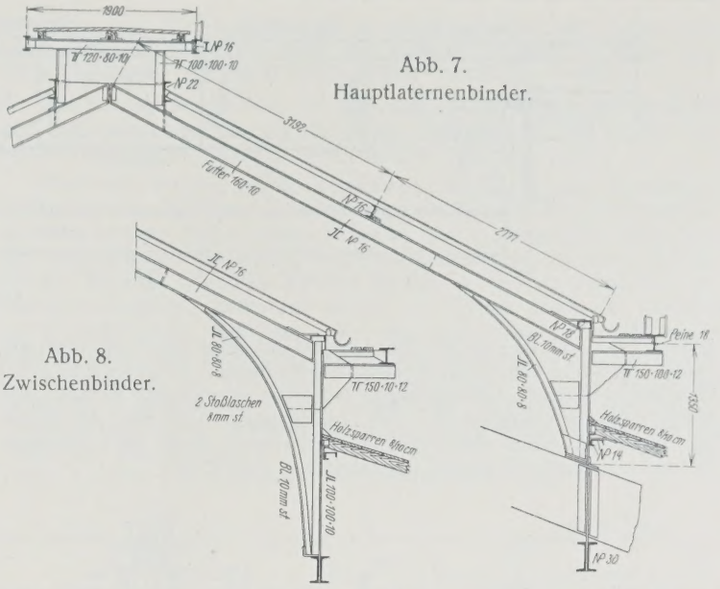


Abb. 7. Hauptlaternenbinder.

Abb. 8. Zwischenbinder.

geleitet, wo ein wagerecht liegender Blechträger den Schub aufnimmt und in die Binder überträgt. Diese Steifen haben einen Abstand von 2,28 m (gleich $^1/_6$ der Feldweite oder dem dreifachen Sparrenabstand). Auf diese Länge müssen die Pfetten daher auch über die Y-Achse biegungsfest sein.

Um die Pfetten der Laterne möglichst leicht zu halten, sind in den Drittelpunkten jedes Feldes besondere Stützpunkte in Gestalt von Zwischenbindern angeordnet. Sowohl die über den Hauptbindern liegenden Laternenbinder als auch die Zwischenbinder sind Dreigelenkbogen, bestehend aus zwei ⊏-Eisen, die in den Fußpunkten an ausgeschnittenen Eckblechen angeschlossen sind (Abb. 7 u. 8). Der senkrechte Auflagerdruck der Zwischenbinder wird in einen Fachwerkträger geleitet, der gleichzeitig den Lüftungs-

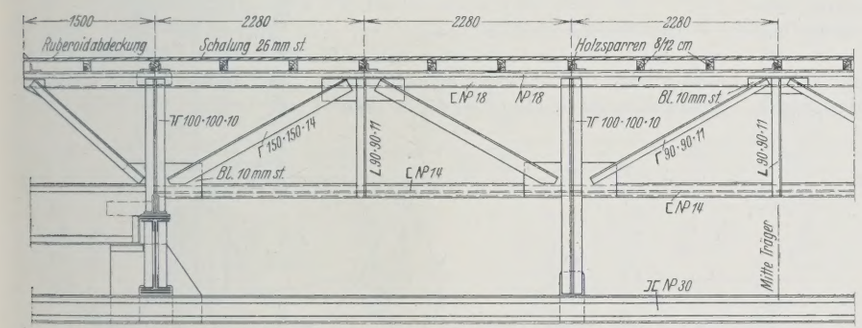


Abb. 9a. Ansicht.

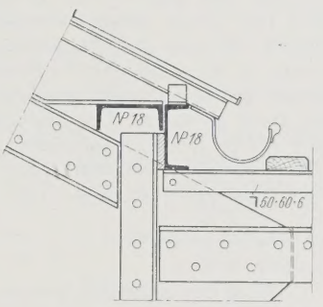


Abb. 9b. Querschnitt des Obergurtes.

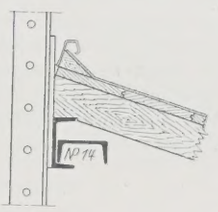


Abb. 9c. Querschnitt des Untergurtes.

Abb. 9. Lüftungsträger.

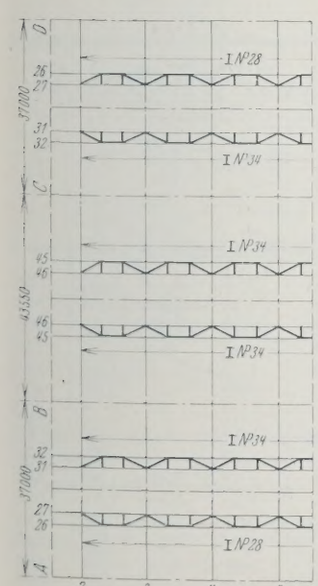


Abb. 10a. Übersicht.

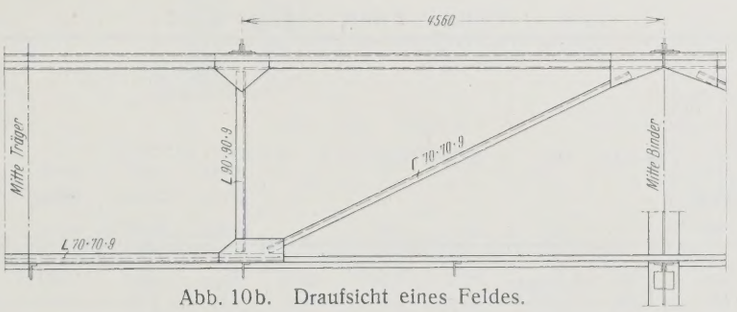


Abb. 10b. Draufsicht eines Feldes.

Abb. 10c. Querschnitt.

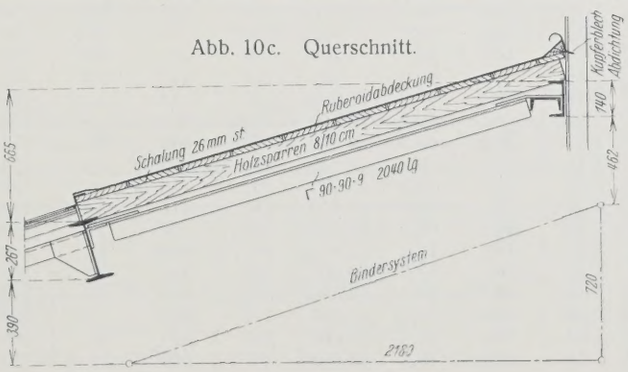


Abb. 10. Sprengwerk.

träger darstellt (Abb. 9). Der Obergurt dieses Trägers ist aus zwei ⊏-Eisen zusammengesetzt, wobei das wagerecht liegende Profil gleichzeitig den Dachschub aufnimmt, während das stehende Profil der Laterne als Endpfette dient. Der Untergurt ist nach Abb. 9c zusammengesetzt, das stehende Profil ist gleichzeitig Pfette für das Holzdach. Außerdem ist der Gurtstab zugleich Obergurt für ein in der Ebene des Holzdaches liegendes Sprengwerk (Abb. 10). Dieses nimmt die schräg gerichteten Seitenkräfte des Auflagerdrucks der Zwischenbinder auf und überträgt sie auf die Hauptbinder.

Der senkrecht stehende Fachwerkträger mit der Stützweite 13,68 m (Lüftungsträger) hat sechs Felder von der Feldweite 2,28 m. Er läuft durch von Binder 2 bis 7 einerseits, von Binder 8 bis 13 anderseits. Bei Binder ist 7 der Träger wegen der Dehnungsfuge der Halle unterbrochen. Anschluß des Feldes 7—8 bei Binder 7 mit Langlochnieten. In den Außen-

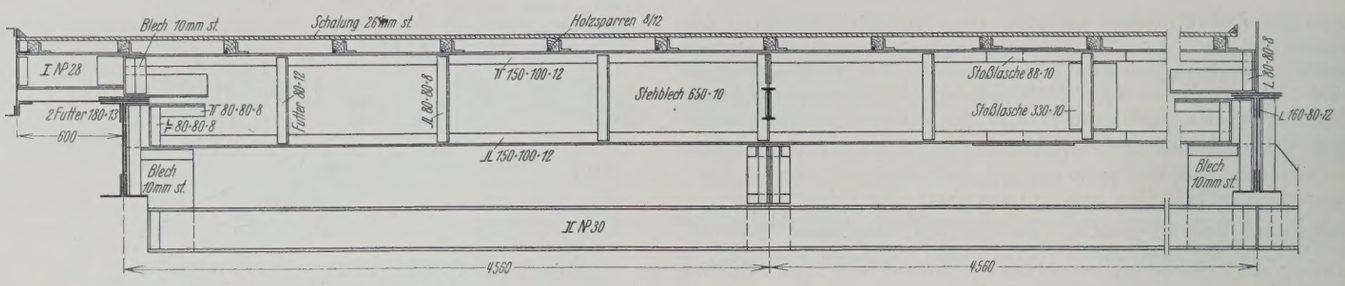


Abb. 11a.

feldern 1—2 und 13—14 fällt die Laterne fort, doch reicht sie noch mit einem Überstand von 1,5 m in diese Felder hinein. Entsprechend endet hier der senkrechte Lüftungsträger in einem dreieckigen Konsol. Die bei $L/3$ liegenden Hauptpfosten des Lüftungsträgers sind über den Untergurt hinaus ein Stück hinuntergezogen und tragen unten die Laufschiene für den Untersuchungswagen, bestehend aus zwei ⊏ 30.

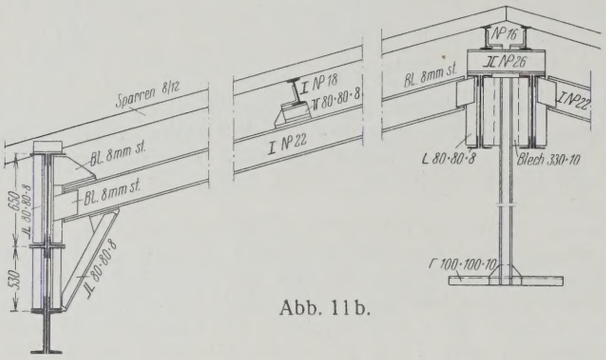


Abb. 11b.

Der Lüftungsträger wird in den Feldern 1—2 und 13—14 durch einen Blechträger fortgesetzt, auf den sich in den Drittelpunkten die Zwischenglieder stützen (Abb. 11). Diese müssen hier tiefer sitzen als bei den sonstigen Hallenfeldern: sie sind als Zweistützträger und nicht als Dreigelenkbogen ausgebildet, da der obengenannte Blechträger keinen größeren Schub aufnehmen kann und es auch nicht möglich ist, den Schub in dieser Ebene weiter nach unten zu leiten. Der Blechträger muß ohnehin schon den Schub aus der Dachhaut aufnehmen, der von der schräg stehenden Pfette ausgeht. Das obere Ende des Zwischenbinders ruht auf dem Firstlängsträger (Abb. 11b).

Hauptbelastungsannahmen.

1. Eigengewicht.

Glasflächen . . . 35 kg/m² Dachfläche
Holzflächen . . . 55 „ „
Laternenwände . . 42 „ „

2. Schneelast.

Je nach der Dachneigung 50 bis 75 kg/m².

In den Kehlen ist zwischen den Laternenwänden ein Schneesack nach Abb. 12 mit einem spez. Gewicht des Schnees von 0,15 angenommen, d. h. bei einer Höhe von 1,15 m neben den Laternen eine Belastung von 172,5 kg/m², die sich über den Stützen (Höhe 3,5 m) auf 525 kg/m² erhöht.

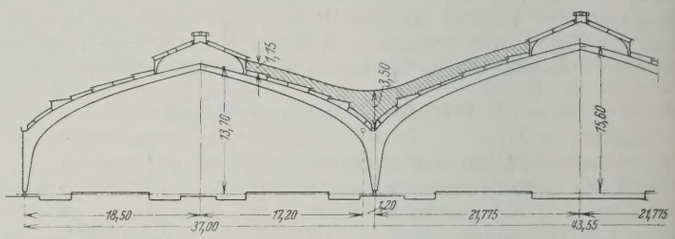


Abb. 12. Querschnitt durch den Schneesack in der Kehle.

3. Winddruck.

Wie üblich $W = 125$ kg/m² senkrecht getroffener Fläche.

Der Druck auf die Schürzen ist mit Rücksicht auf ihre Stellung zur Hauptwindrichtung zu 150 kg/m² angenommen.

4. Gewicht verschiedener Reinigungswagen.

Die Pfetten sind als Träger auf acht Stützen berechnet. Abb. 13 zeigt die Momentenfläche eines halben Pfettenstranges. Die angegebenen Zahlen sind mit $q\,l^2$ zu vervielfältigen. Wie man erkennt, sinkt das Moment im Abstande 0,045 l von Stütze I nach außen und 0,055 l nach

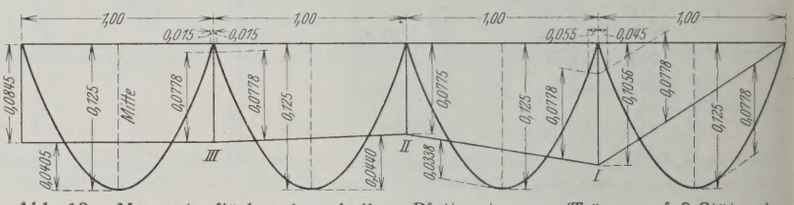


Abb. 13. Momentenfläche eines halben Pfettenstranges (Träger auf 8 Stützen).

Tafel 1. **Pfetten. Felder 3—6 und 8—12.**

Pfette	Gleichförmige Last $Q'+W$ t	Putzwagen-Raddruck P t	Momente M_y tcm	Momente ΣM_x ohne Wind tcm	Momente ΣM_x mit Wind tcm	Profile	W_x cm³	W_y cm³	J_x cm⁴	Beanspruchungen σ_y kg/cm²	Beanspruchungen σ_x ohne Wind kg/cm²	Beanspruchungen σ_x mit Wind kg/cm²	Beanspruchungen $\Sigma\sigma$ ohne Wind kg/cm²	Beanspruchungen $\Sigma\sigma$ mit Wind kg/cm²	Durchbiegungen Gleichförmige Last f cm	Durchbiegungen Putzwagenlast f_2 cm	Durchbiegungen Σf	$\frac{l}{\Sigma f}$
21	4,26	1,3	12,22	206	453	I 28	542	30,6	7 587	400	380	836	780	1236	1,78	— 0,17	1,78	768
22	2,99	1,3	7,49	388	440	I 28	542	30,6	7 587	245	716	812	961	1057	1,25	0,75	2,00	685
23	4,59	1,3	5,76	617	648	I 30	653	36,1	9 800	160	945	992	1105	1152	1,49	0,76	2,25	608
24	4,37	—	4,21	419	465	I 28	542	30,6	7 587	138	774	858	912	996	1,83	—	1,83	748
25	4,41	—	3,98	429	469	I 28	542	30,6	7 587	130	792	866	922	996	1,85	—	1,85	740
26	5,00	—	4,15	497	532	I 28	542	30,6	7 587	136	917	981	1053	1117	2,09	—	2,09	655
32	7,77	—	7,03	826	—	I 34	923	49,2	15 695	143	894	—	1037	—	1,57	—	1,57	872
33	7,00	—	6,97	745	—	I 32	782	42,3	12 510	165	953	—	1188	—	1,78	—	1,78	769
34	6,95	—	7,39	739	—	I 32	782	42,3	12 510	175	946	—	1121	—	1,77	—	1,77	773
35	6,80	1,3	9,28	882	—	I 34	923	49,2	15 695	189	955	—	1144	—	1,38	0,48	1,86	736
36	5,68	1,3	14,80	726	—	I 34	923	49,2	15 695	301	785	—	1086	—	1,15	0,36	1,51	907
37	3,06	1,3	31,70	325	—	I 32	782	42,3	12 510	750	416	—	1166	—	0,78	— 0,20	0,78	1755
39	— 6,02	1,7	34,60	— 748	—	I 38	1264	65,5	24 012	529	592	—	1121	—	— 0,80	— 0,21	1,01	1355
40	3,98	1,7	16,90	564	—	I 32	782	42,3	12 510	400	722	—	1122	—	1,01	0,53	1,54	888
41	6,75	1,7	10,73	920	—	I 36	1089	57,0	19 605	189	845	—	1034	—	1,10	0,48	1,58	867
42	7,28	—	8,78	774	—	I 32	782	42,3	12 510	208	990	—	1198	—	1,85	—	1,85	740
43	7,48	—	8,36	795	—	I 34	923	49,2	15 695	170	861	—	1031	—	1,52	—	1,52	902
44	7,57	—	7,97	805	—	I 34	923	49,2	15 695	162	871	—	1033	—	1,53	—	1,53	895
45	8,25	—	8,22	878	—	I 34	923	49,2	15 695	167	950	—	1117	—	1,67	—	1,67	820

innen bereits auf den Wert 0,0778 $q\,l^2$, d. h. auf die Größe des Feldmomentes im ersten Feld, herab. Entsprechend sinkt das Moment bei Stütze III schon im Abstande 0,015 l auf den gleichen Wert. Die Stoßkonsole sind für die Stützenmomente bemessen und so lang, daß dort, wo das Moment zur absoluten Größe des Feldmomentes (0,078 $q\,l^2$) herabsinkt, ein Moment von dieser Größe bereits angeschlossen ist. Für die Ermittlung des Pfettenquerschnitts ist daher nur das erste Feldmoment sowie die Bedingung maßgebend, daß die Durchbiegung der Pfette nicht mehr als $^1/_{500}$ der Stützweite betragen soll.

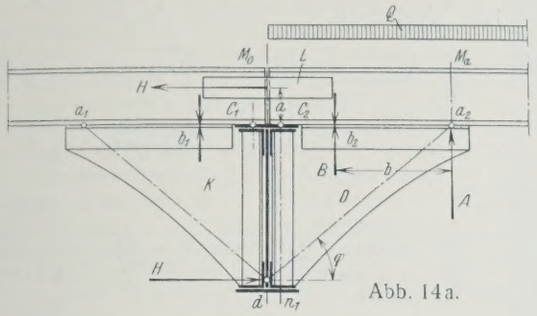


Abb. 14a.

Als Beispiel bringt Tafel 1 (S. 662) eine Übersicht über die Momente und Beanspruchungen der Pfetten in den Feldern 3—6 und 8—12. Die verwendeten Profile bewegen sich zwischen I 28 und I 38.

Besonders wichtig ist die Berechnung und Ausbildung des Pfettenstoßes über den Bindern. Die durchlaufende Pfette wird über dem Binder gestoßen und auf den Konsolen K bei a_1 und a_2 aufgelagert (Abb. 14a). Zur biegungsfesten Verbindung der zusammenstoßenden Pfetten sind diese bei den Punkten b_1 und b_2 mit dem Konsol in zugfeste Verbindung gebracht (Schrauben). Außerdem werden die Pfetten durch die Lasche L zugfest miteinander verbunden. Die mit dem Konsol zu einer starren Scheibe verbundene Pfette gibt den Auflagerdruck mittels der Nietreihe n_1 in den Bindersteg ab, während das Stützenmoment durch das wagerechte Kräftepaar H aufgenommen wird (obere Kraft: Zuglasche, untere Kraft: Druckübertragung am Konsolfußpunkt d). Das Konsol denken wir uns durch die Stabdreiecke a_1—c_1—d_1 und a_2—c_2—d_2 ersetzt. Die bei Punkt a_1 bezw. a_2 angreifenden Seitenkräfte von D sind:

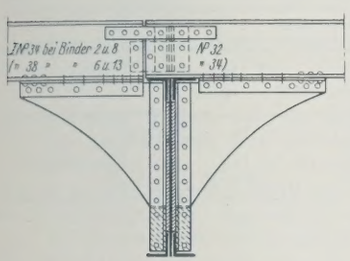


Abb. 14b. Stoß seitlich. Ohne Futter.

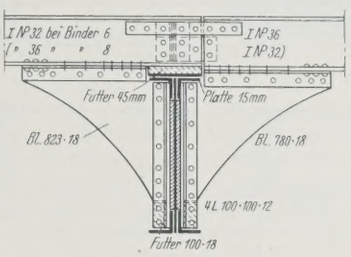


Abb. 14c. Stoß seitlich. Mit Futter.

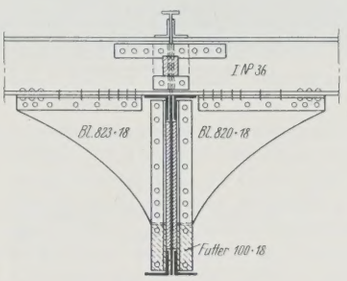


Abb. 14d. Stoß in der Mitte. Ohne Futter.

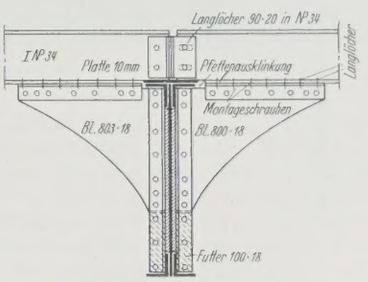


Abb. 14e. Stoß an der Dehnungsfuge.

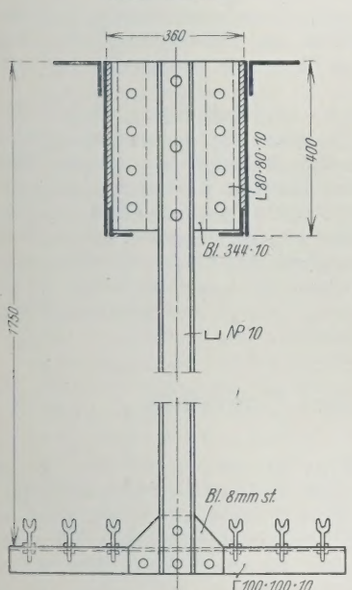


Abb. 15a. Querschnitt.

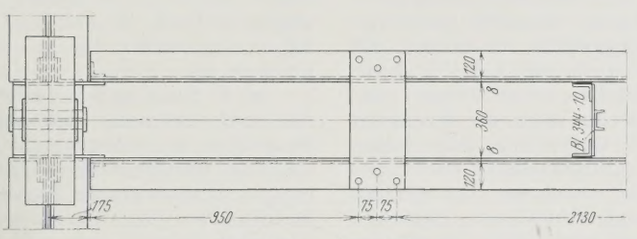


Abb. 15b. Grundriß.

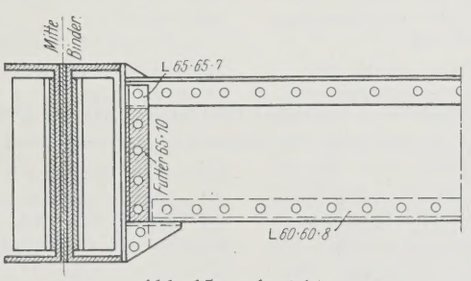


Abb. 15c. Ansicht.

Abb. 15. Normaler Firstlängsträger.

$$H = \frac{M_0}{h} \qquad A = H \operatorname{tg} \varphi$$

$$B = A - \frac{1}{2} \cdot q\,l$$

$$M_a = -H\,a - B\,b - \frac{q}{2} \cdot \frac{(h-a)^2}{\operatorname{tg}^2 \varphi}.$$

Der Einfachheit sowie des besseren Aussehens wegen erhalten alle Konsole die gleiche Form und Größe. Zur Bemessung wird daher das größte auftretende Stützenmoment

$$\max M_0 = 1212 \text{ tcm}$$

zugrunde gelegt.

$q_{max} = 0{,}006\,25$ t/cm

$\operatorname{tg} \varphi = 0{,}85 \quad | \quad a = 31$ cm $\quad h = 106$ cm $\quad | \quad b = 66$ cm

$H = 11{,}4$ t

$A = 9{,}7$ t

$D = -25$ t

$B = 5{,}43$ t

$M_a = 736$ tcm (etwa 0,61 von M_0).

Zur Aufnahme der Kraft D denken wir uns einen 12 cm breiten Streifen aus dem Konsolblech herausgeschnitten und berechnen diesen Streifen als beiderseits eingespannten Stab.

Blechdicke 1,8 cm

Schlankheitsgrad 40

$\omega = 1{,}10$

$$\sigma = 1{,}1 \cdot \frac{25}{12 \cdot 1{,}8} = 1{,}27 \text{ t/cm}^2.$$

Die tatsächliche Knickbeanspruchung des Blechrandes wird wegen des Zusammenhangs mit dem übrigen Konsolblech geringer sein.

Abb. 14b bis 14e zeigen als Beispiel vier verschiedene Konsolausbildungen. Der obere Rand der Konsolbleche liegt je nach der Pfettenhöhe verschieden hoch, da die Pfettenoberkante eine durchgehende Linie bilden muß. Eine der zusammenstoßenden Pfetten ist über den Binder hinweggeführt, so daß der Stoß neben der Bindermittellinie liegt. Eine Ausnahme bildet die Dehnungsfuge bei Binder 7.

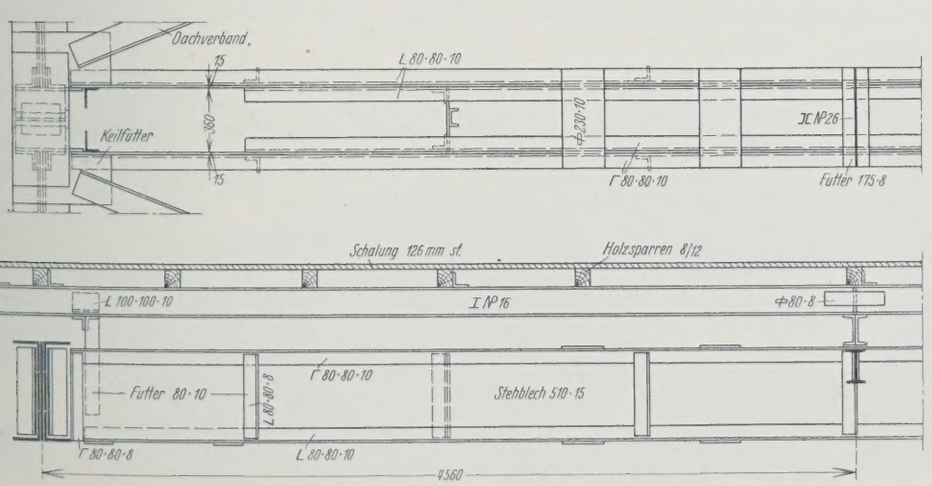


Abb. 16a u. b.

Hier liegt der Stoß über dem Binder. Die Pfette des Feldes 7—8 ist mit Langlochnieten am Konsol angeschlossen. Die Zuglasche fällt hier natürlich fort.

Wenn auch die Pfetten infolge der beschriebenen guten Stoßausbildung mit Eckblechen schon eine gewisse gegenseitige

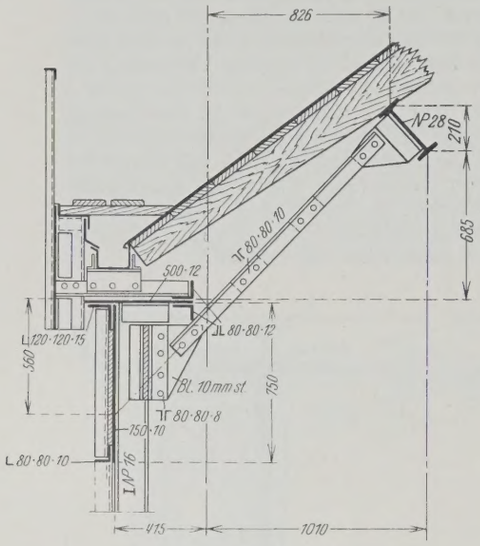


Abb. 18a. Querschnitt.

Abb. 17. Kehlenlängsträger.

Abb. 17a. Querschnitt.

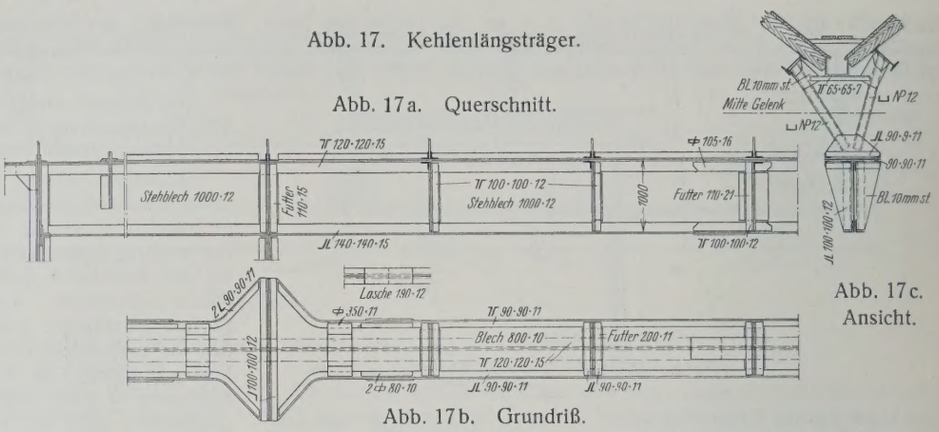


Abb. 17c. Ansicht.

Abb. 17b. Grundriß.

Abb. 18b. Grundriß.

Abb. 18c. Ansicht.

Abb. 18. Traufenlängsträger.

Längsaussteifung der Hallenbinder bewirken, so sind doch zur größeren Sicherheit in den Firsten, Kehlen und Traufen besondere Längsträger eingebaut. Die Firstlängsträger sind als zweiteilige Blechträger ausgebildet, und zwar die normalen Träger von der aus Abb. 15 ersichtlichen Z-Form. Die Längsträger der Endfelder haben I-Form, weil sie infolge der Auflagerung der Zwischenbinder sowie der Firstpfetten Biegungsspannungen erhalten (Abb. 16). Die beiden Teile jedes Trägers sind in Abständen von 1,14 m (= 1,5 m Sparrenabstand) abwechselnd durch Bindebleche und Schotten miteinander verbunden. In der Nähe der Binder sind jedoch die Querverbindungen fortgelassen, damit die Wirkung des Firstgelenks nicht aufgehoben wird. Die Querschotten tragen außerdem Hängestangen aus ⊏-Eisen, die zur Aufnahme der Schleifleitungen für den elektrischen Antrieb der großen Untersuchungswagen dienen. Aus diesem Grunde sowie des besseren Aussehens wegen ist auch im Feld 7—8 (neben der Dehnungsfuge) ein Längsträger vorgesehen, der an einem Ende mit Langlochnieten angeschlossen ist.

Die Kehlenlängsträger bestehen aus zwei Blechträgern, die in T-Form miteinander verbunden sind (Abb. 17). Außer zur Längsaussteifung dienen diese Träger zur Aufnahme der aus dem Dachschub herrührenden Kräfte. Der liegende Blechträger übernimmt dabei im wesentlichen die wagerechte, der stehende Träger die senkrechte Seitenkraft des Dachschubes. Zum Anschluß an den Binder wird der liegende Träger erheblich verbreitert, wodurch eine gute Aussteifung des Binderstegbleches erzielt wird. Abb. 18 zeigt noch Einzelheiten der Traufenlängsträger an den Seitenbindern. (Fortsetzung folgt.)

Der Umbau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reichsbahnrat **Th. Hager** in Frankfurt a. Main.

I. Die Brücke vor dem Umbau.

Zur Einführung der linksmainischen Eisenbahnlinien Bebra bezw. Aschaffenburg—Hanau—Frankfurt (Main) und Heidelberg bezw. Mannheim—Darmstadt—Frankfurt (Main) in den Hauptpersonenbahnhof Frankfurt (Main) wurde in den Jahren 1880 bis 1883 die viergleisige Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt erbaut. Die Brücke (Abb. 1) besteht aus zwei getrennten zweigleisigen Brückenzügen mit je fünf Öffnungen von rd. 53 m Stützweite und hat eine Gesamtlänge von 269 m. Eine Voröffnung von 13,7 m Stützweite auf dem rechten Ufer, die zur Unterführung der Städtischen Hafenbahn dient, ist mit Blechbalkenträgern überbrückt. Die alten Überbauten (Abb. 2) waren aus Schweißeisen hergestellt. Die Hauptträger waren als Halbparabelfachwerkträger mit untenliegender Fahrbahn ausgebildet. Der statischen Berechnung lag ein Lastenzug zugrunde, der aus drei Lokomotiven mit Tendern (für die Lokomotiven 3×13 t, für die Tender 3×9 t Achsdruck) = 4,71 t/m Gleis und angehängten Güterwagen mit 8 t Achsdruck = 2,66 t/m Gleis bestand.

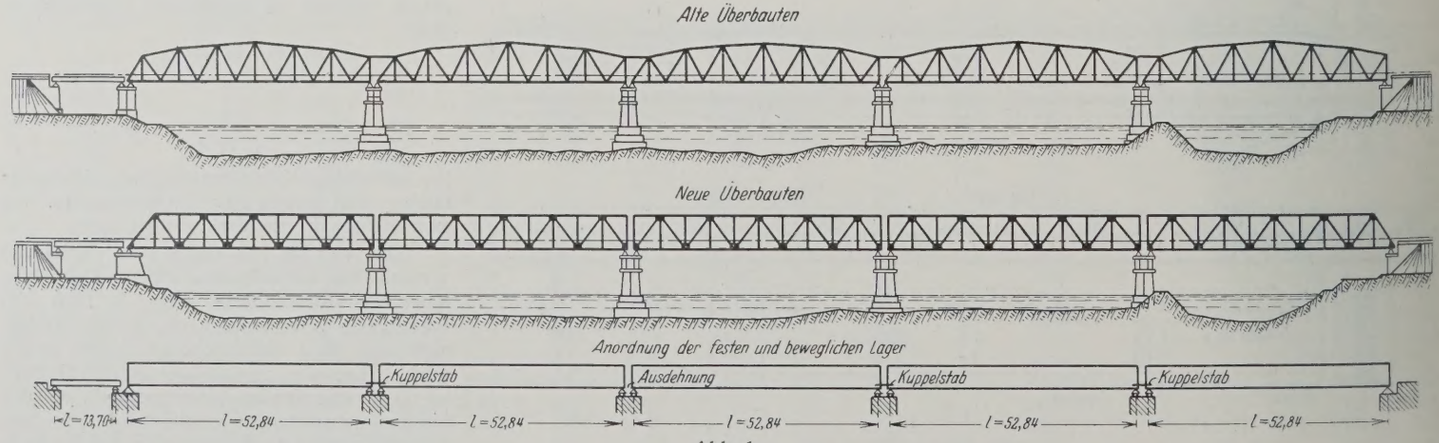


Abb. 1.

Das Eisengewicht eines Überbaues betrug rd. 190 t. Die Nachrechnung der Überbauten nach den „Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken" der Deutschen Reichsbahn ergab, daß die Brücke zur Klasse K gehörte, wobei Überschreitungen bis zu 69 % gegen die Klasse J vorhanden waren. In jedem Hauptträger fielen vier Streben und zwei Pfosten in die Klasse K, ebenso die Querträger und Auflager. Außerdem waren die Gurtstöße mangelhaft ausgebildet. Die Zugehörigkeit der Überbauten zur Klasse K machte sich dadurch besonders unangenehm bemerkbar, daß die auf der Strecke Berlin—Frankfurt (Main) verkehrenden P 10-Lokomotiven in Hanau für die nur 23 km lange Reststrecke gegen leichtere Maschinen ausgewechselt werden mußten, wobei die FD-Züge noch einen unerwünschten Betriebsaufenthalt erhielten. Da auch die Strecke Frankfurt (Main)—Darmstadt für den P 10-Verkehr hergerichtet werden sollte, wurden die Möglichkeiten einer Verstärkung oder einer Erneuerung der Brücke untersucht.

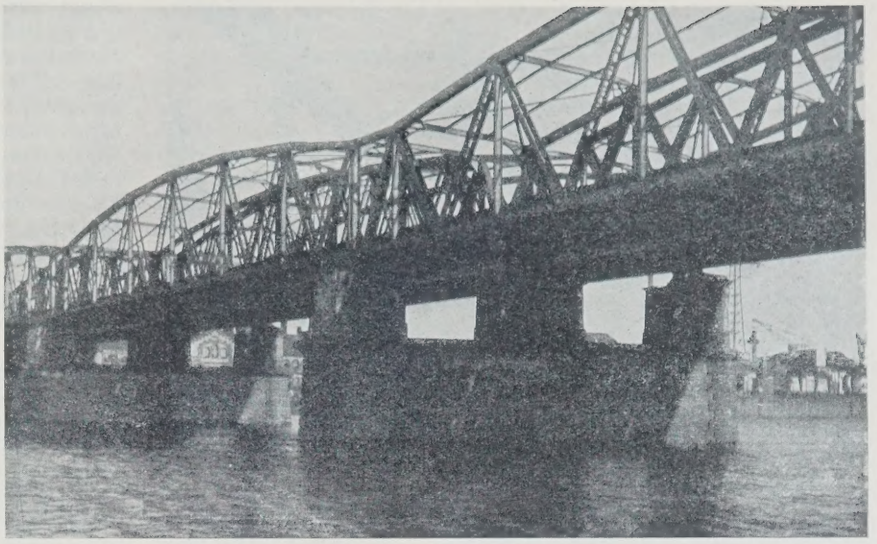


Abb. 2. Das alte Bauwerk.

II. Die Umbaumöglichkeiten.

Hierbei kam in Frage

a) Die Verstärkung der alten Konstruktion ohne Änderung des Systems. Zur Vornahme dieser Arbeiten hätte für mindestens 40 Wochen eingleisiger Betrieb auf der Brücke eingerichtet werden müssen, der beträchtliche Betriebsmehrkosten und betriebliche Störungen verursacht hätte. Bei der Verstärkung hätten rd. 1750 t Neumaterial, d. s. über 85 % des Gewichtes der unverstärkten Brücke eingebaut werden müssen. Als Ergebnis des Umbaues hätte man schließlich ein Bauwerk aus einem uneinheitlichen Baustoff (Schweißeisen mit Flußeisen) mit ungleicher Festigkeit und unklarem Spannungsverlauf erhalten.

b) Die Verstärkung der alten Konstruktion durch Aufsetzen eines Bogengurtes oder durch Verdoppelung der Hauptträger. Diese hätte im ersten Falle zu einem architektonisch höchst unbefriedigenden Bilde geführt, im zweiten Falle ein seitliches Auseinanderschieben der beiden Brückenzüge und eine entsprechende Verlängerung der Widerlager und der Pfeiler erforderlich gemacht. Auch wären bei beiden Ausführungen die Mängel der alten Konstruktion teilweise bestehen geblieben. Als weiterer Nachteil wäre noch dazu gekommen, daß bei der Verstärkung der Fahrbahn und der Fahrbahnanschlüsse für längere Zeit ähnliche betriebliche Einschränkungen wie bei a) hätten in Kauf genommen werden müssen. Im Falle a) und b) wäre schließlich die Beschränkung der Lichtraumumgrenzung (l. Weite bei 3,50 m Gleisabstand 7,64 m statt 7,90 m und l. Höhe 4,80 m statt 5,51 m) nicht beseitigt worden.

c) Die Umwandlung der vorhandenen zweigleisigen Brückenzüge in zwei eingleisige und die gleichzeitige Erbauung einer zweigleisigen N-Brücke neben der bestehenden Brücke. Die alten Bauwerke hätten hierbei mit geringen Mitteln in zwei eingleisige G-Brücken umgeändert werden können; für die neue N-Brücke wäre jedoch die Verlängerung der alten Pfeiler und Widerlager um die ganze Brückenbreite erforderlich geworden.

d) Als günstigste Lösung die Erbauung von zwei neuen N-Brücken unter Beibehaltung der alten Pfeiler und Widerlager, die teilweise zu verstärken waren.

Bei der Wahl der Umbauart mußte darauf Rücksicht genommen werden, den Betrieb auf den über die Brücke führenden Strecken so wenig wie möglich zu stören, da beide Strecken stark belastet sind und Unregelmäßigkeiten in der Zugfolge den Betrieb in dem unmittelbar hinter der Brücke liegenden Hauptpersonenbahnhof Frankfurt (Main) stark beeinträchtigen. Die beiden an erster und zweiter Stelle angeführten Verstärkungsmöglichkeiten kamen aus den genannten Gründen für die Ausführung nicht in Frage. Betrieblich am günstigsten war die Ausführung nach c), während bei einem Umbau nach d) eine mehrwöchentliche Außerbetriebsetzung eines Brückenzuges und damit eine Beschränkung der beiden zweigleisigen Strecken auf zwei Brückengleise nicht zu vermeiden war. Ein großer Nachteil der Ausführung nach c) war aber der Umstand, daß allein die Darmstädter Strecke eine N-Brücke, die wichtige Hanauer Strecke jedoch nur G-Überbauten erhalten hätte. Beim Umbau nach d) konnten dagegen die Überbauten beider Strecken als N-Brücken ausgeführt und außerdem an Baukosten 700 000 R.-M. erspart werden. Mit Rücksicht auf diese Vorteile entschloß man sich daher für die zuletzt genannte Ausführung, d. h. zwei neue N-Brücken auf den vorhandenen Pfeilern und Widerlagern in der alten Achse zu erbauen, und stellte den Bauplan so auf, daß die betrieblichen Einschränkungen nur für zweimal drei Wochen erforderlich wurden.

III. Das neue Bauwerk (Abb. 1, 3, 4 u. 5).

Die neuen Brückenzüge mußten so gelagert werden, daß umfangreiche und kostspielige Verstärkungen der alten Pfeiler vermieden wurden. Um die Zwischenpfeiler von den Bremskräften zu entlasten, sind auf diesen nur bewegliche Auflager angeordnet. Die festen Auflager befinden sich auf dem südlichen Widerlager und dem durch eine Betonvorlage verstärkten nördlichen Uferpfeiler. Die fünf Überbauten eines jeden Brückenzuges sind durch Kuppelstäbe zu zwei Gruppen von zwei und drei Überbauten zusammengefaßt. Die Bremskräfte, die durch diese Kuppelstäbe übertragen werden, werden in den festen Auflagern auf-

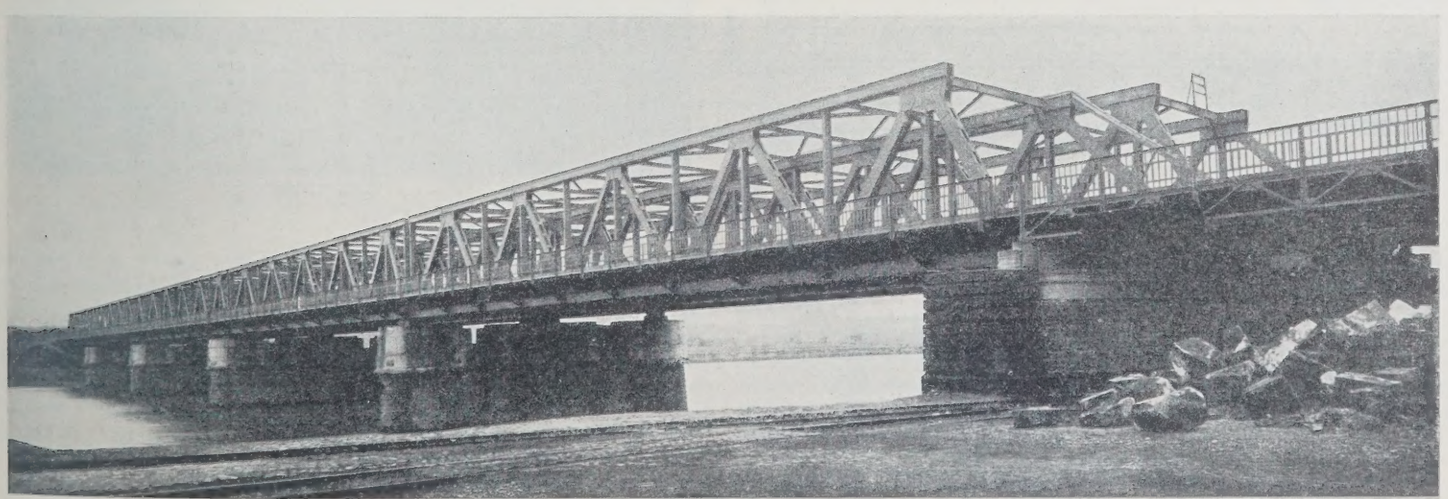


Abb. 3. Ansicht der neuen Brücke.

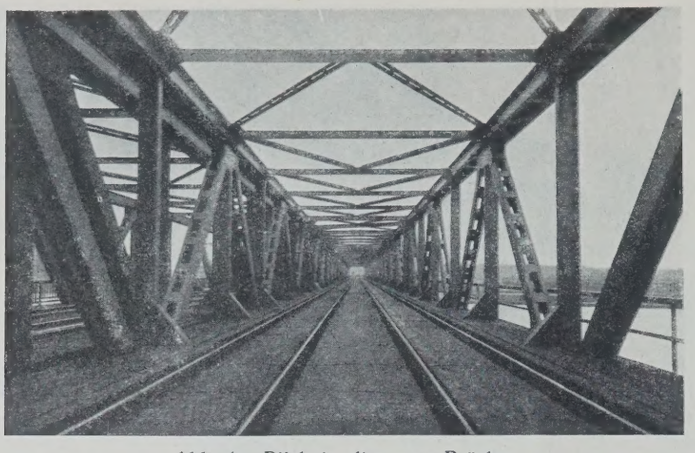


Abb. 4. Blick in die neue Brücke.

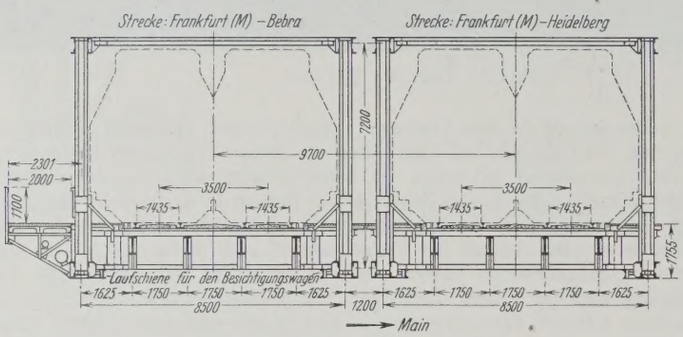


Abb. 5. Querschnitt der neuen Brücke.

genommen und durch Roste aus breitflanschigen I-Trägern in das Mauerwerk übertragen. Die Verstärkung der nur durch senkrechte Kräfte beanspruchten Zwischenpfeiler blieb daher auf die Herstellung von Eisenbeton-Auflagerplatten und einer 35 cm starken Ummantelung der Pfeilerköpfe aus Eisenbeton beschränkt (Abb. 6). An den Pfeilerfundamenten waren keine Verstärkungen nötig. Wie eine Nachrechnung zeigte, hätten Gerberträger oder durchlaufende Träger mit mittiger Auflagerung gegenüber der gewählten Auflageranordnung günstigere Verhältnisse in den Pfeilerbeanspruchungen nicht ergeben. Die zehn zweigleisigen Überbauten sind als Parallelträger mit untenliegender Fahrbahn ausgebildet. Als Baustoff ist St 48 verwandt. Das Hauptträgersystem ist ein Trapezträger, dabei sind über den Zwischenpfeilern zur Erzielung eines guten Aussehens Blindstäbe angeordnet. Die Stützweite der Überbauten ist 52,84 m, die Höhe der Hauptträger 7,20 m, die Feldteilung 5,25 m. Die Überbauten sind schief; der Winkel zwischen Brückenachse und Pfeilerachse beträgt rd. 71 °. Die Brücke besitzt einen oberen und einen unteren Windverband. Der Gleisabstand ist 3,50 m, der Mittenabstand der Hauptträger 8,50 m. Die inneren Hauptträger der beiden Brückenzüge haben einen lichten Abstand von 0,80 m. Die Lichtraumumgrenzung entspricht dem Profil *E* 1 der „Grundsätze für die bauliche Durchbildung eiserner Eisenbahnbrücken“ (GE) der Deutschen Reichsbahn. Die Längs- und Querträger sind genietete Vollwandträger. Die Fahrbahn ist mit Ausnahme der seitlichen Holzabdeckung mit Warzenblechen abgedeckt. Zum Schutze der Hauptträger sind Entgleisungsschutzwinkel angebracht. Zwischen dem zweiten und dritten Überbau sind zum Ausgleich der Längenänderung Schienenauszüge der Bauart „Bochumer-Verein“ mit 300 mm Auszuglänge eingebaut. Im übrigen sind die Schienen, die auf Eichenschwellen gelagert sind, auf die ganze Brückenlänge geschweißt. An den Überbauten der Strecke Frankfurt (Main)—Hanau kragt ein öffentlicher Fußweg mit 2 m l. Br. seitlich aus. Dieser Fußweg dient gleichzeitig zur Überführung städtischer Starkstromkabel und ist für die Aufnahme einer Fernheizleitung eingerichtet. Der Fußboden des Steges ist mit Betonplatten abgedeckt, deren Oberfläche zum Schutze gegen

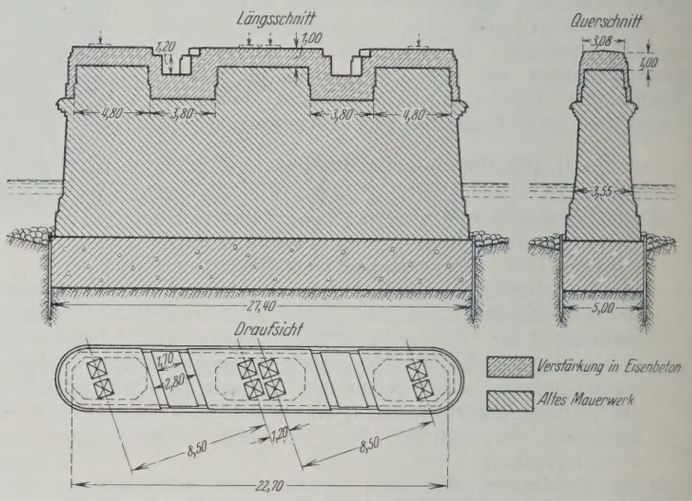


Abb. 6. Verstärkung der Zwischenpfeiler.

Abnutzung mit einer Schicht Stahlbeton versehen wurde. Das Gesamtgewicht der Eisenkonstruktion der zehn Überbauten einschl. des seitlichen Fußsteges beträgt 3120 t. Unter jedem Brückenzug läuft nur ein Besichtigungswagen, der zur Durchfahrt durch entsprechende Aussparungen in den Pfeilerköpfen um 90° gedreht wird und so den ganzen Brückenzug bestreichen kann. Mit Rücksicht auf die Kosten haben die Besichtigungswagen nur mechanischen Antrieb erhalten. Die Voröffnungen über den Hafenbahngleisen sind mit eingleisigen Vollwandträgern überbrückt. Der Fußsteg ist hier besonders überführt.

IV. Der Bauvorgang.

Vor Beginn des eigentlichen Umbaues wurde der nördliche Uferpfeiler auf der Flußseite durch eine Betonvorlage von rd. 1000 m³ verstärkt, die im Schutze einer Spundwand bis zur Pfeilersohle hinabgeführt und mit Rundeisenankern mit dem vorhandenen Mauerwerk verbunden wurde. Außerdem wurde die Eisenbetonummantelung der Strompfeiler bis zur Unterkante der späteren Auflagerplatten hergestellt. Der Umbau selbst wurde in zwei Abschnitten durchgeführt; zunächst wurde der Brückenzug der Hanauer Strecke, nach dessen Fertigstellung der der Darmstädter Strecke umgebaut. Die eisernen Überbauten wurden auf festen Gerüsten

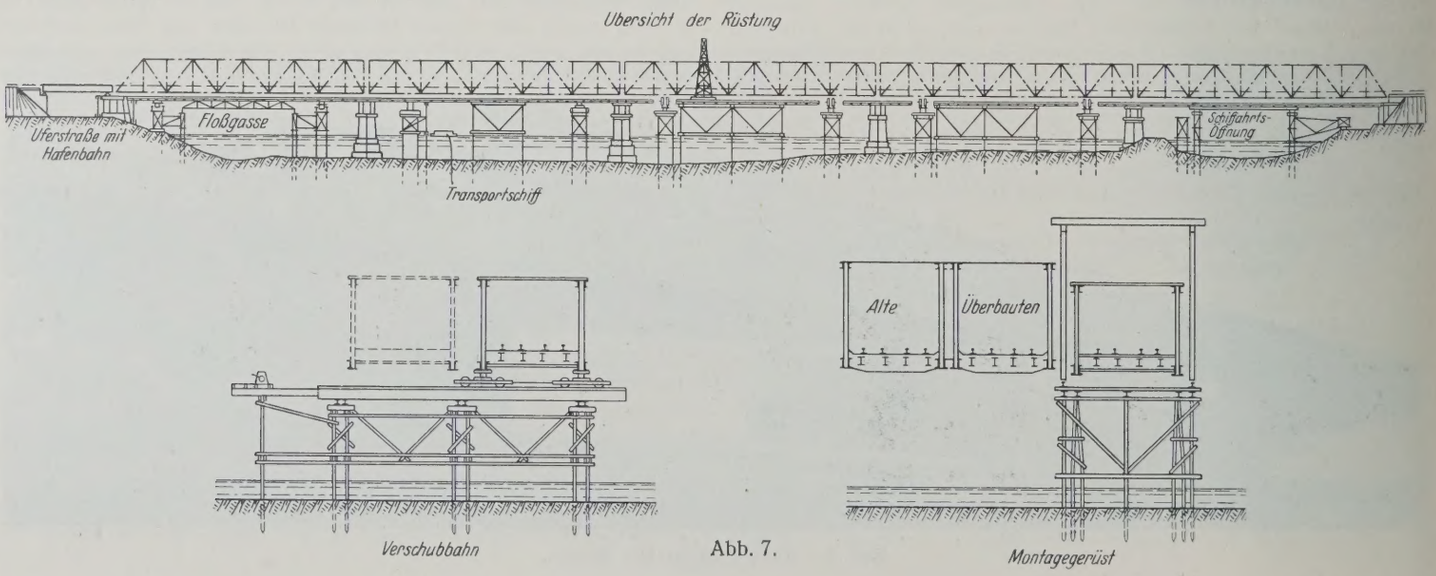


Abb. 7.

Abb. 8. Abbruch der alten Überbauten.

neben der alten Brücke zusammengebaut (Abb. 7). In den Rüstungen mußte während der Bauzeit eine 18 m breite Öffnung für den Schiffsverkehr und eine 20 m breite Öffnung für den Floßverkehr dauernd freigehalten werden. Die Schiffahrtöffnung wurde mit Rücksicht auf die erforderliche Durchfahrthöhe mit 75 cm hohen Zwillingsträgern überbrückt, während bei der Floßöffnung leichtere Fachwerkträger mit größerer Bauhöhe Verwendung finden konnten. Die Eisenbauteile wurden in Kähnen von dem 35 km flußabwärts gelegenen Werk, der Brückenbauanstalt M. A. N. Gustavsburg a. Main, zur Baustelle befördert und dort mittels eines Kranes, der neben dem Montagegerüst auf einem 15 m hohen Turmgerüst errichtet war, vom Schiff auf den Rüstboden gehoben. Nach dem Zusammenbau wurden die neuen Überbauten für das spätere seitliche Einfahren auf Verschubgerüste abgesetzt. Während bis dahin der Bahnbetrieb von den Bauarbeiten nicht berührt worden war, wurden nunmehr für die Auswechselung der Überbauten die Gleise des ersten Brückenzuges für drei Wochen gesperrt und die beiden zweigleisigen Strecken auf die Brückenlänge je eingleisig über die im Betriebe bleibende Brücke geführt. Um Störungen in den Zugläufen möglichst zu vermeiden, war an der Baustelle eine besondere Zugleitung für die Dauer des eingleisigen Betriebes eingerichtet. Sofort nach der Außerbetriebsetzung des Brückenzuges wurden die alten Überbauten auf besondere Abbruchgerüste abgesetzt und die alte Eisenkonstruktion (rd. 1000 t) in etwa acht Tagen in Tag- und Nachtarbeit mit Hilfe von besonderen Abbruchkranen, die auf dem Obergurt der nebenanliegenden neuen Überbauten liefen, von der Mitte beginnend autogen zerschnitten und auf Kleinwagen nach den beiden Brückenköpfen abbefördert (Abb. 8). Dort wurden die Eisenteile mit Überladekranen auf Bahnwagen verladen und abgefahren. Nach der Freilegung der Pfeiler und der Widerlager wurden die Pfeilerköpfe um 1 m Höhe abgebrochen und die Eisenbetonauflagerplatten hergestellt (Abb. 9). Dabei waren im ersten Bauabschnitt besondere Sicherungen für die dicht an der Abbruchkante liegenden Auflagersteine des noch im Betriebe befindlichen Brückenzuges notwendig. Um die im zweiten Bauabschnitt herzustellende Hälfte der mittleren Auflagerplatten mit dem ersten Teil einwandfrei zu vereinigen, wurden die Eiseneinlagen bei der Ausführung des zweiten Teiles in Pfeilermitte mit Muffen und Gewinden gestoßen. Für die Herstellung des Betons wurde hochwertiger Portlandzement und Rheinkies verwandt. Sofort nach der Fertigstellung der neuen Auflagerplatten wurden die neuen Überbauten, die inzwischen auf zweiachsige Verschubwagen (Abb. 10) gesetzt worden waren, eingefahren und auf die Lager abgesetzt. Das Einfahren der Überbauten geschah mit handbedienten Kabelwinden und nahm durchschnittlich 40 Minuten in Anspruch. Die Überbauten der Voröffnung wurden mit einem Spezialkranwagen der Brückenbauanstalt M. A. N., der 9,5 m Ausladung besitzt, in wenigen Stunden ausgewechselt. Nach 21 Tagen konnte der Betrieb programmäßig wieder viergleisig aufgenommen werden. Der zweite Brückenzug wurde in gleicher Weise umgebaut. Hierbei konnte die für die Auswechslung vorgesehene Frist von 21 Tagen sogar um vier Tage gekürzt werden. In Abb. 11 ist der Bauvorgang bei der Auswechslung des zweiten Brückenzuges bildlich dargestellt. Die Baustellenarbeit, mit der im Februar 1927 begonnen worden war, war Ende Oktober 1927 planmäßig und ohne Unfälle beendet. Unter erschwerten Verhältnissen waren in diesem Zeitraum über 3100 t Eisenkonstruktion eingebaut worden. Während der Auswechslungsfristen wurden in 19 bezw. 21 Tagen jeweils 1000 t alte Eisenkonstruktion ausgebaut, etwa 130 m³ Eisenbeton der Auflagerplatten hergestellt und die neuen Überbauten betriebsfertig eingebaut. Die Baukosten beliefen sich einschließlich der Gleis- und Sicherungsanlagen für den zeitweise eingleisigen Betrieb auf rd. 2 300 000 R.-M. Die Eisenarbeiten wurden von der Brückenbauanstalt M. A. N., Werk Gustavsburg, die Betonarbeiten von Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim, und die Eisenbetonarbeiten von Wayss & Freytag A.-G., Frankfurt a. M., ausgeführt.

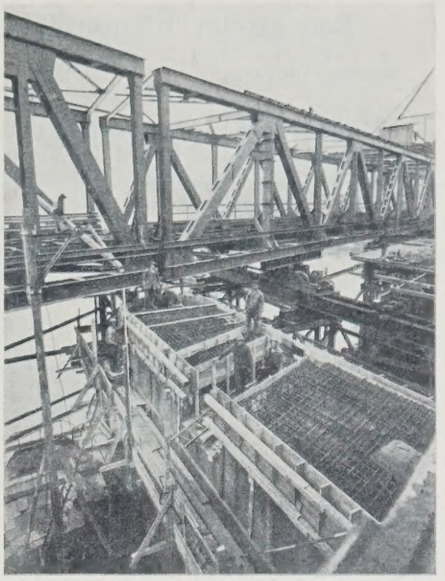


Abb. 9. Verstärkung der Pfeilerköpfe.

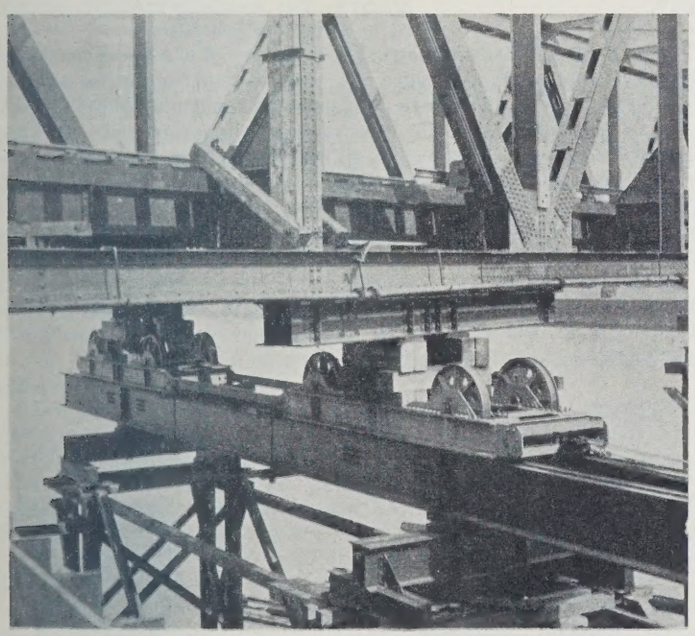


Abb. 10. Verschubwagen.

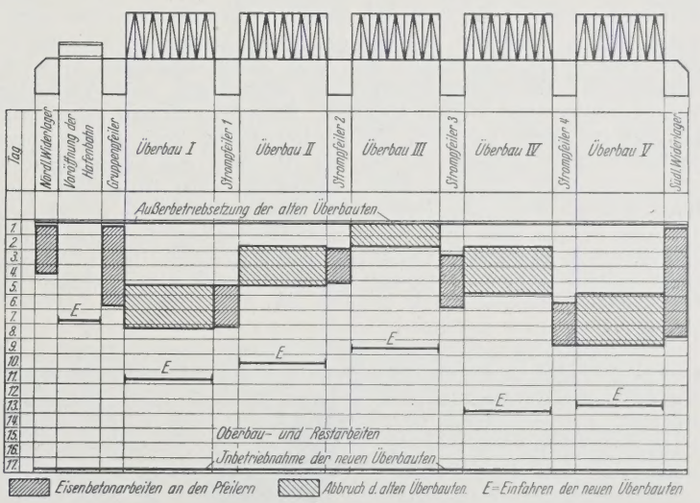


Abb. 11.
Baufortschritt bei der Auswechslung des zweiten Brückenzuges.

Im Zusammenhang mit dem Umbau der Mainbrücke wurden mehrere im Zuge der beiden Strecken liegende Straßenunterführungen, die den neuen Verkehrslasten ebenfalls nicht mehr genügten, umgebaut und teilweise erweitert. Weitere Umbauten von Unterführungen vor dem Hauptpersonenbahnhof Frankfurt (Main) sind noch im Gange.

Bau zweier Klappbrücken über den Verbindungskanal zwischen Altem und Neuem Hafen zu Bremerhaven.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaurat **P. Beck,** Bremerhaven.

Die neueren bremischen Häfen in Bremerhaven — der Neue Hafen, die Kaiserhäfen I, II und III und der Verbindungshafen — stehen in Verbindung miteinander, nur der vor hundert Jahren als erster erbaute Alte Hafen führt ein Sonderdasein. Es liegt auf der Hand, daß sich hieraus allerlei Mißstände für den Schiffsverkehr und den Hafenbetrieb ergeben. Der Wunsch nach einer Verbindung zwischen dem Alten Hafen und dem ihm zunächst gelegenen Neuen Hafen ist daher schon alt. Die Schleuse des Alten Hafens hat zudem nur eine Drempeltiefe von 2,50 m unter NW, ist auch sonst nicht mehr sehr leistungsfähig. Der Bau einer neuen Schleuse, der nur an der Stelle der jetzigen vorgenommen werden könnte, würde jedoch, abgesehen von den sehr hohen Baukosten, für etwa drei Jahre eine völlige Lahmlegung des Alten Hafens bedingen. Diese Erwägung hatte die Wiederaufnahme des alten Planes einer Verbindung zwischen Altem und Neuem Hafen zur Folge, der in den Jahren 1926 bis 1928 zur Ausführung kam. Für die Herstellung dieses Kanals konnte nur das Gelände in Frage kommen, wo sich Alter und Neuer Hafen am nächsten kommen. Es ist in Abb. 1 dargestellt. Über das schmale Landstück zwischen den beiden Häfen führte das Eisenbahngleis zur Westseite des Alten Hafens, dem Sitze der Hochseefischerei und der Fischindustrie, und die Straße nach diesem Gebiet und dem Weserdeich. Beide Verkehrsadern durften nicht unterbrochen werden, ebenso die Zuführung von elektrischem Strom, Gas, Wasser- und Fernsprechleitungen. Hieraus ergaben sich bemerkenswerte Schwierigkeiten, die auf den Baufortschritt ungünstig einwirkten. Es mußte daher zunächst damit begonnen werden, daß das Eisenbahngleis nach dem Neuen Hafen zu verschoben und über eine hölzerne in den Hafen gebaute Behelfsbrücke geführt und die Straße nach dem Alten Hafen zu verlegt wurde. Bei Kabeln und Leitungen ließ sich eine mehrmalige Umlegung nicht vermeiden.

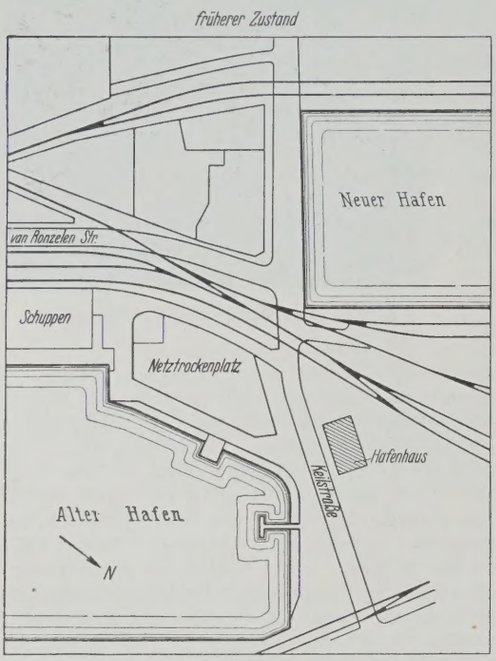


Abb. 1.

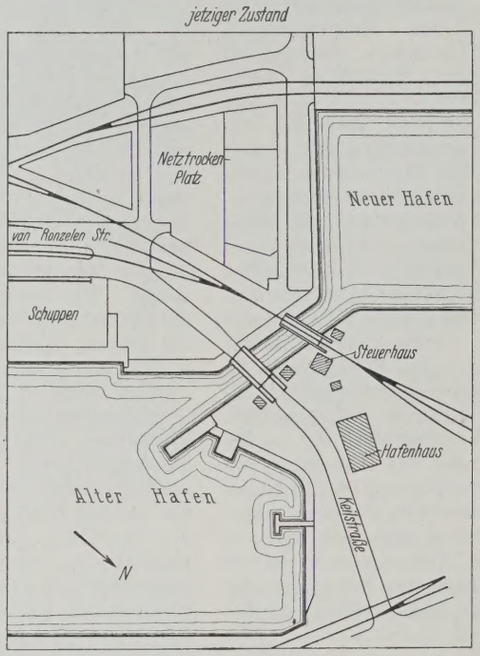


Abb. 2.

Die Achse des Verbindungskanals wurde so gelegt, daß sie einen möglichst spitzen Winkel mit der Kaje des Neuen Hafens bildete, um eine möglichst schlanke Einfahrt zu erzielen. Die festliegende Lage der beiderseitigen Weichenverbindungen, die nur um ein geringes Maß verändert werden konnte, war von erheblichem Einfluß.

Für die Überführung des Eisenbahngleises und der Straße kamen verschiedene Möglichkeiten in Frage. An die Lage des Gleises, das wieder an die alte Stelle gelegt werden mußte, war man gebunden, die Lage der Straßenführung konnte innerhalb gewisser Grenzen noch gewählt werden.

Es wurden folgende Möglichkeiten erörtert:

Überführung beider Verkehrsarten durch eine gemeinsame Drehbrücke, Überführung durch eine gemeinsame Klappbrücke und Überschneidung der beiden Verkehrsarten auf der Brücke und Überführung durch getrennte Dreh- oder Klappbrücken. Die Beschränktheit des Platzes und die Rücksicht auf die Sicherheit des Verkehrs brachten die Entscheidung zugunsten zweier Klappbrücken. Der endgültig gewählte Grundriß ist in Abb. 2 dargestellt.

Die Breite des Kanals ist auf 12,50 m festgelegt und so bemessen, daß Schlepper, Schleppkähne, Bagger und kleinere Dampfer der europäischen Fahrt bequem fahren können, die Tiefe beträgt 8 m unter gewöhnlichem HW.

Der Kanal ist beiderseits von massiven Ufermauern auf hölzernem Pfahlrost eingefaßt. Die Mauern selbst bestehen aus Zementtraßbeton mit Eiseneinlagen und Klinkerverblendung. Für den Anschluß an den Neuen Hafen ist eine eiserne, nach hinten verankerte Larssenspundwand gewählt, um während des Baues einen besonderen Fangedamm vermeiden zu können.

Die durchzuführenden Leitungen und Kabel, und zwar je zwei Wasser- und Gasleitungsrohre und 16 elektrische Kabel, darunter zwei Hochspannungskabel, wurden in vier in den Ufermauern angeordneten Nischen untergebracht.

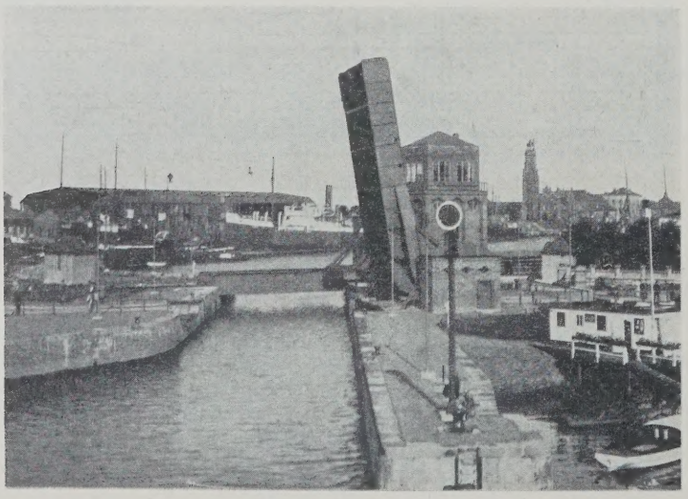


Abb. 3. Ansicht vom Alten Hafen aus. Straßenbrücke geöffnet.

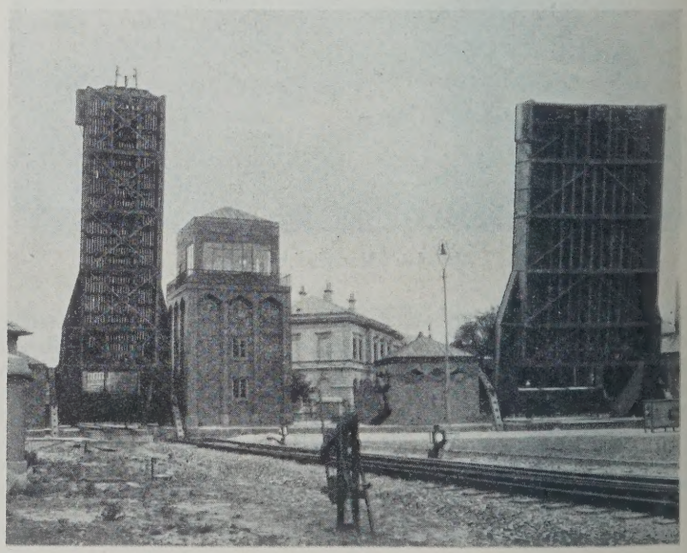
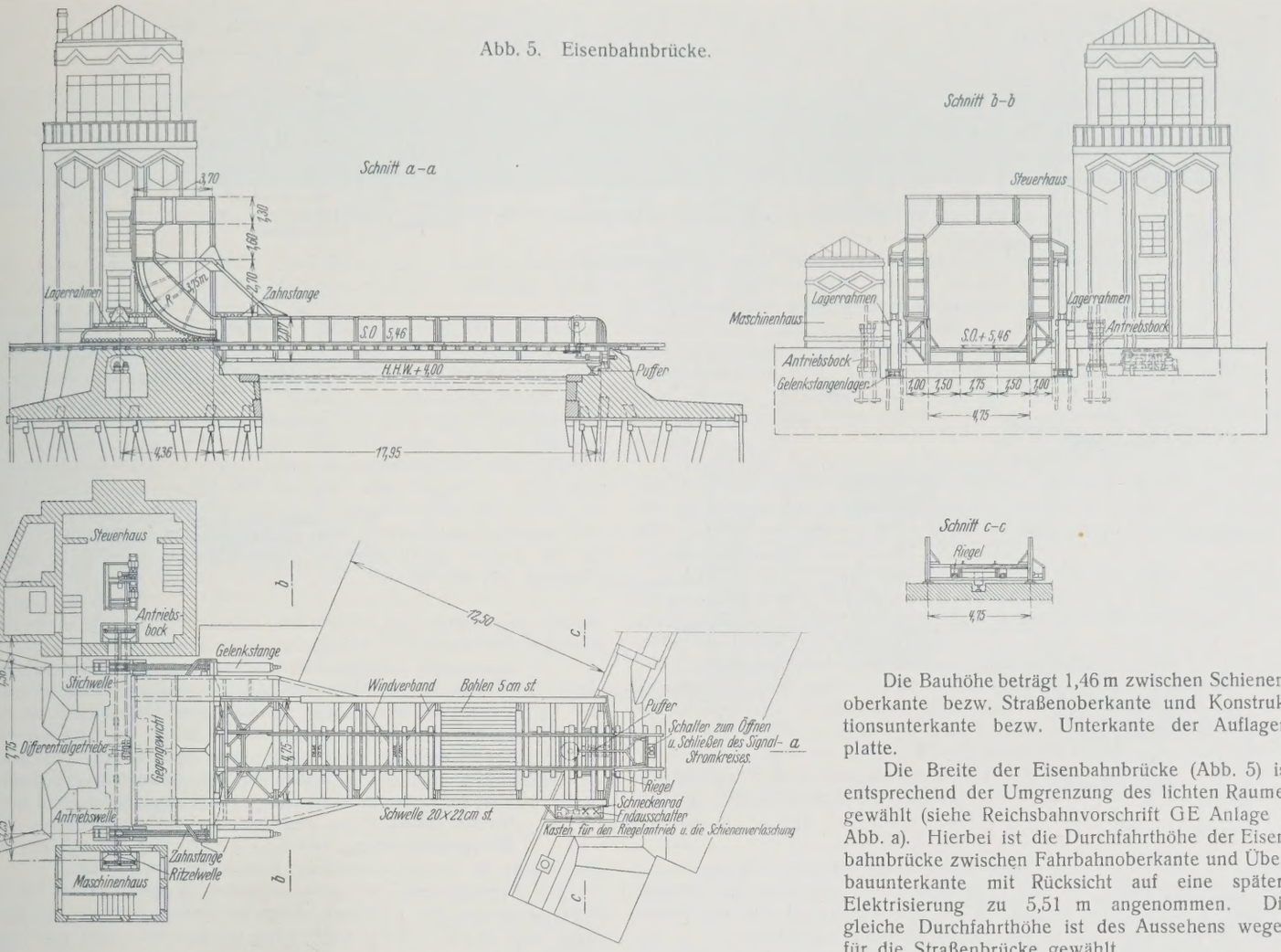


Abb. 4. Ansicht von Süden. Beide Brücken geöffnet.

Abb. 5. Eisenbahnbrücke.



Die Ufermauern und Brückenfundamente wurden im Trockenen unter Wasserhaltung hergestellt, mit Ausnahme der Anschlußstücke nach dem Alten Hafen zu, für deren Ausführung der Wasserstand des Hafens abgesenkt wurde. Auch die Rohrleitungen und Kabel wurden im Trockenen eingebracht, wobei die Ufermauern gegeneinander abgestützt wurden.

Da der Unterschied zwischen Hafenwasserstand und Gelände mit 1,46 m nur gering war, verbot sich von selbst die Anlage eines Brückenkellers zur Aufnahme des Gegengewichtes. Es mußte also eine Konstruktion mit hochliegendem Gegengewicht gewählt werden. Aus den im folgenden näher dargelegten Gründen wurde die Bauart Scherzer für die Entwurfsbearbeitung vorgeschrieben.

Die Lieferung und Aufstellung der Brücken wurde in öffentlicher Ausschreibung ausgeschrieben.

Den Zuschlag erhielten die Vereinigten Stahlwerke A.-G. Dortmunder Union in Gemeinschaft mit Freund-Starke-Hoffmann Maschinen A.-G. und den Siemens-Schuckert-Werken. Bei dieser Wahl waren folgende Gesichtspunkte ausschlaggebend: Aussehen und statische Ausbildung der eigentlichen Brücken, Ausbildung und Anordnung der maschinellen Teile und deren Wartung, Rücksichten auf Verkehrssicherheit und Übersichtlichkeit der Gesamtanlage sowie neben den Brückenbaukosten die Kosten der Ausbildung der Fundamente.

Das Aussehen bietet bei Klappbrücken immer einige Schwierigkeiten, und es muß besonders anerkannt werden, daß sich die Dortmunder Union gerade dieser Frage mit besonderer Liebe gewidmet hat. Bei der geringen Spannweite der Brücken ist der Blechträger an sich das gegebene. Er ist niedriger, für die Unterhaltung praktischer und wirkt im ganzen in Verbindung mit dem Gegengewicht ansprechender. Bezüglich der Maschinenanlagen war eine Unterbringung möglichst unter Gelände gefordert. Bei der geringen zur Verfügung stehenden Höhe vom Pfahlrost bis zur Geländeoberkante von nur 3,46 m war diese Forderung allerdings nicht restlos zu erfüllen, immerhin dürfte die Übersichtlichkeit der Anlage nicht gelitten haben, wie aus Abb. 3 u. 4 zu ersehen ist.

Die Steuerorgane sind in dem Hauptgebäude, die Triebwerke in diesem und den drei kleineren Häuschen untergebracht. Die Antriebswellen liegen in zwei unterirdischen Gängen, die in den Fundamenten ausgespart sind. Der Entwurfbearbeitung sind folgende Vorschriften zugrunde gelegt.

Die Bauhöhe beträgt 1,46 m zwischen Schienenoberkante bezw. Straßenoberkante und Konstruktionsunterkante bezw. Unterkante der Auflagerplatte.

Die Breite der Eisenbahnbrücke (Abb. 5) ist entsprechend der Umgrenzung des lichten Raumes gewählt (siehe Reichsbahnvorschrift GE Anlage 1, Abb. a). Hierbei ist die Durchfahrthöhe der Eisenbahnbrücke zwischen Fahrbahnoberkante und Überbauunterkante mit Rücksicht auf eine spätere Elektrisierung zu 5,51 m angenommen. Die gleiche Durchfahrthöhe ist des Aussehens wegen für die Straßenbrücke gewählt.

Die Breite der Straßenbrücke (Abb. 6) ist nach DIN 1071 Norm V bemessen mit 5,2 m Fahrbahnbreite und je 1,5 m Fußweg auf beiden Seiten.

Für die Eisenbahnbrücke ist der Lastenzug E der Deutschen Reichsbahngesellschaft, für die Straßenbrücke sind die Anforderungen der Brückenklasse I nach DIN 1072 zugrunde gelegt.

Für die Windbelastung in Verkehrsstellung gelten die allgemein üblichen Annahmen, im geöffneten Zustande ist ein größter Winddruck von 150 kg/m² senkrecht getroffener Fläche vorgeschrieben.

Für die Fahrbahn der Eisenbahnbrücke ist Querschwellenoberbau mit Eichenholzschwellen und Schienen Form 8 vorgesehen.

Die Fahrbahn der Straßenbrücke hat eine Abdeckung aus Stahlgußplatten mit sechseckigen Vertiefungen erhalten, die den Pferdehufen einen festen Halt gewähren sollen. Sie sind auf einem Eisenrost verlegt. Diese Form ist gewählt worden, um an der Unterhaltung möglichst zu sparen. Die Fußwege haben einen Längsbohlenbelag aus 7 cm starken Eichenhölzern erhalten. Der Baustoff für die Eisenkonstruktionen der Brücke ist Flußstahl St 37, da St 48 bei der geringen Spannweite der Brücken keine Vorteile bietet. Die Ausbildung der Brücken ist aus den Abbildungen ersichtlich. Es sind Scherzerklappbrücken mit hochliegendem Gegengewicht. Beide Brücken sind mit Rücksicht auf eine einheitliche Wirkung möglichst gleich gehalten. Sie unterscheiden sich lediglich in der Stützweite und in der Ausbildung der Querschnitte.

Der maschinelle Antrieb (Gelenkstangenantrieb nach einer der Firma Freund-Starke-Hoffmann A.-G. in Charlottenburg patentierten Konstruktion, s. „Die Bautechnik“ 1923, Heft 44, S. 435) ist so angeordnet, daß störende Überschneidungen vermieden sind. Die Oberkante der Gelenkstange deckt sich mit der Oberkante des Hauptträgers der Brücken.

Um die Sektorabmessungen und damit die Länge der Antriebstange nach Möglichkeit zu beschränken, war es erforderlich, den Angriffspunkt des Gelenkstangenantriebes an der Brücke (Sektor-Mittelpunkt) möglichst tief herunterzuziehen. Da aber dieser Angriffspunkt gleichzeitig der Schwerpunkt der Brücke sein muß, mußte das Gegengewicht entsprechend verteilt und zu etwa einem Drittel in den am Sektor liegenden Gegengewichtskasten untergebracht werden.

Die Rollsektoren haben Laufkränze aus Stahlguß erhalten, die mit der Eisenkonstruktion fest verbunden sind. Zur Aufnahme der wagerechten

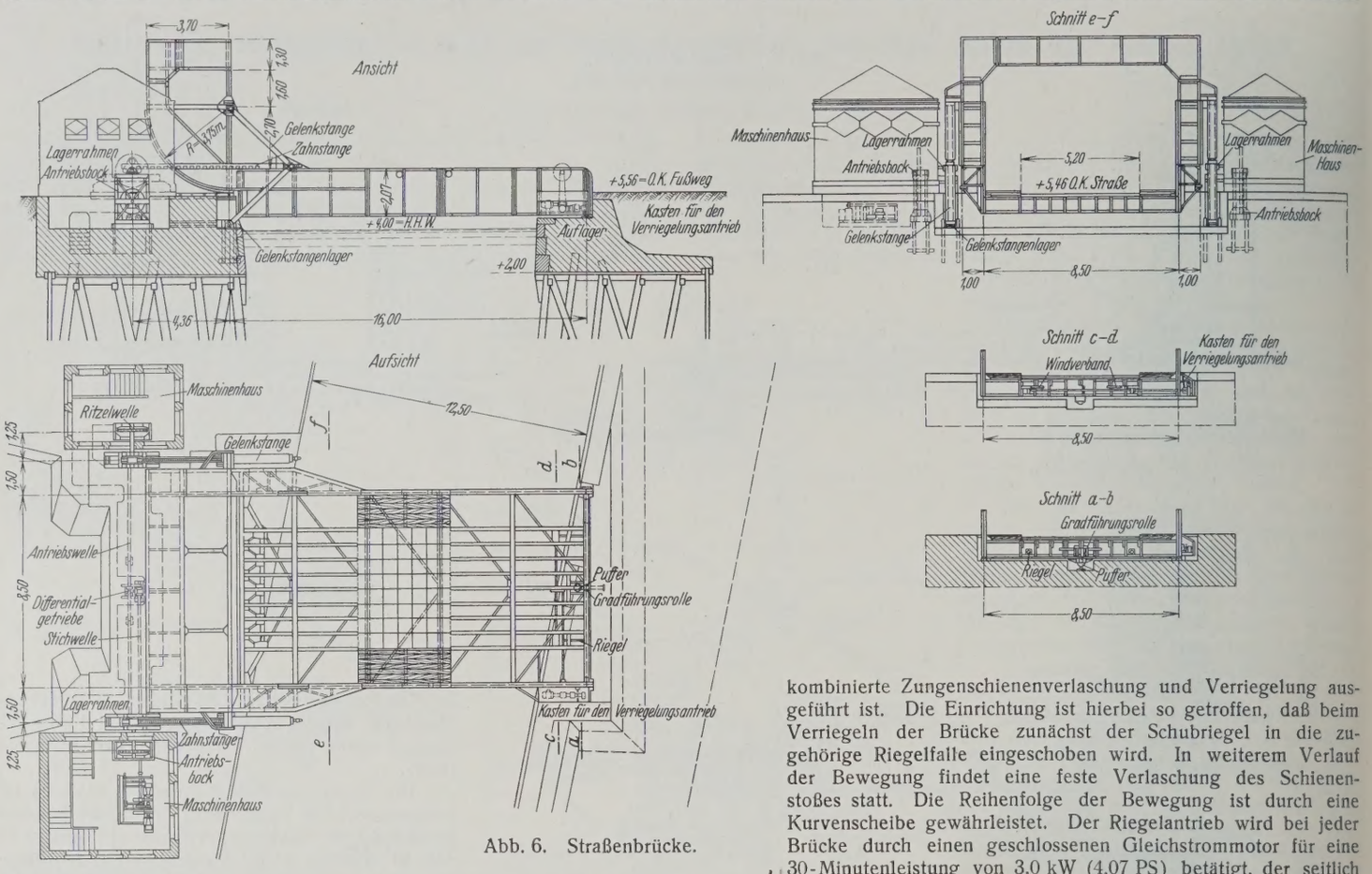


Abb. 6. Straßenbrücke.

Kräfte ist eine Verzahnung vorgesehen. Bei der Brückenbewegung wälzen sich die Rollsektoren auf den zugehörigen, im Fundament der Brücken gelagerten wagerechten Rollbahnen ab. Die Rollbahnen sind aus bestem Stahlguß hergestellt und an der Lauffläche sauber bearbeitet.

Die Wirkungsweise des Gelenkstangenantriebes ist in der angezogenen Quelle genau beschrieben. Als wesentlicher Vorzug ist noch zu erwähnen, daß in der Öffnungsstellung die Brückenklappe durch den Gelenkstangenantrieb unverrückbar festgehalten wird, ohne daß in dem Triebwerk nennenswerte Belastungen auftreten, da zur Aufnahme des gesamten Windmomentes lediglich die Gelenkstangen selbst herangezogen werden. Für die Bewegung der Brücken dienen für jede Brücke zwei geschlossene Gleichstrommotoren der Siemens-Schuckert-Werke für 440 V von je 13,5 kW (18,4 PS). Die Kraft wird durch Zahnradvorgelege und Welle mit Planetengetriebe auf das Antriebsritzel übertragen. Sämtliche maschinellen Teile sind nach Möglichkeit innerhalb der Maschinenhäuschen angeordnet. Beide Motoren sind im Stande, die Brücke gegen einen Winddruck von 50 kg/m² in 1 bis $1^1/_2$ Minuten zu öffnen. Ein Motor allein ist imstande, die Brücke bei entsprechend geringerem Winddruck in derselben Zeit zu öffnen. Bei Benutzung des ebenfalls vorgesehenen Handantriebes können zwei Mann die Brücke in 20 Minuten hochdrehen.

Zur feinstufigen Regelung der Brückengeschwindigkeit ist ein Leonard-Umformer vorgeschaltet. Die Verriegelung der Straßenbrücke in der Schließlage besteht aus zwei einfachen Schubriegeln aus S.M.-Stahl, die wagerecht in Richtung der Brückenachse verschieblich angeordnet und in Führungen aus Stahlguß gelagert sind. Diese Riegel werden beim Verriegeln der Brücke in entsprechende Mundstücke aus Stahlguß, die mit dem Mauerwerk der Pfeiler verbunden sind, eingeführt und halten das freie Brückenende unverrückbar fest. Für die Eisenbahnbrücke ist außerdem eine besondere Verlaschung der Schienen vorgesehen, die als kombinierte Zungenschienenverlaschung und Verriegelung ausgeführt ist. Die Einrichtung ist hierbei so getroffen, daß beim Verriegeln der Brücke zunächst der Schubriegel in die zugehörige Riegelfalle eingeschoben wird. In weiterem Verlauf der Bewegung findet eine feste Verlaschung des Schienenstoßes statt. Die Reihenfolge der Bewegung ist durch eine Kurvenscheibe gewährleistet. Der Riegelantrieb wird bei jeder Brücke durch einen geschlossenen Gleichstrommotor für eine 30-Minutenleistung von 3,0 kW (4,07 PS) betätigt, der seitlich der Brücke in einem besonderen Kasten angeordnet ist.

Die Straßenbrücke hat noch besondere Wegeschranken auf beiden Seiten erhalten, die elektrisch durch je einen besonderen Gleichstrommotor von 1,1 kW (1,5 PS) angetrieben werden, aber auch von Hand bedienbar sind.

Die Eisenbahnbrücke hat von der Reichsbahnverwaltung noch besondere Eisenbahnsicherungen erhalten, so daß erst nach Zustimmung der beiderseitigen Weichenstellerposten eine Bedienung der Brücke möglich ist.

Auf der Klappseite der Eisenbahnbrücke ist eine besondere Verlaschung der Schienen nicht angeordnet, sondern sind diese auf einem besonders konstruierten Stuhl gelagert.

Zur Sicherung des Eisenbahnverkehrs sind beiderseits der Brücke mechanisch bediente Signale 14/14a angeordnet, zur Regelung des Schiffsverkehrs zu beiden Seiten des Kanals elektrisch angetriebene Schiffahrtsignale, außerdem zeigen die Brücken in geschlossener Stellung auf jeder Seite zwei rote Lichter als Haltsignale. Alle erforderlichen Bewegungen sind zwangläufig voneinander abhängig gemacht und werden vom Steuerraum aus betätigt. Dieser Steuerraum wurde im obersten Geschoß des Hauptgebäudes vorgesehen. Er ist so hoch gelegt, daß der Maschinenmeister über die Gegengewichte hinweg einen guten Überblick über die Gesamtanlage und nach den beiden Häfen hat, auch die Straße und die Eisenbahngleise völlig übersehen kann. Der Maschinenmeister ist so in der Lage, die gesamte Anlage ohne weitere Hilfe zu bedienen. Im Steuerhaus sind ferner im Kellergeschoß die Maschinenanlage für die Eisenbahnbrücke, im ersten Obergeschoß der Wachraum und zweiten Obergeschoß das Leonardaggregat und Nebenräume in ausreichender Bemessung untergebracht. Das Gebäude wird durch eine Sammelheizung erwärmt.

Die gesamte Anlage des Kanals und der Brücken hat an Kosten rd. $1^1/_4$ Mill. R.-M. erfordert.

Erneuerung der eisernen Überbauten der Weserbrücke bei Dreye (Bremen).

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dipl.-Ing. **Zander,** Reichsbahndirektion Münster (Westf.).

Die Erneuerung der im Jahre 1873 in Betrieb genommenen eisernen Überbauten der Flut- und Stromöffnungen der Weserbrücke bei Dreye von km 229,207 bis 229,810 der Strecke Wanne—Bremen ist insofern bemerkenswert, als es sich um einen rd. 600 m langen Brückenzug handelt, dessen Umbau unter Aufrechterhaltung des regen Schiffsverkehrs auf der Weser und des Eisenbahnbetriebes auf der stark besetzten Hauptstrecke Köln—Hamburg ausgeführt werden mußte. Notbrücken kamen bei der Länge des Brückenzuges nicht in Frage. Die Auswechselung der einzelnen Überbauten mußte daher in größeren Zugpausen geschehen, die nur zu gewissen Zeiten durch Verlegung von Zügen geschaffen werden konnten. Als Gesamtbauzeit stand ferner nur die Zeit nach Ablauf des Frühjahrshochwassers bis zum 31. Oktober zur Verfügung.

Abb. 1 zeigt den gesamten Brückenzug. Die ersten sechs Flutöffnungen sind bereits mit neuen Überbauten versehen. In der sechsten Öffnung stehen Portalkrane. Zu beiden Seiten der alten Strombrücke sieht man im Flußbett einen Teil der Hilfsgerüste.

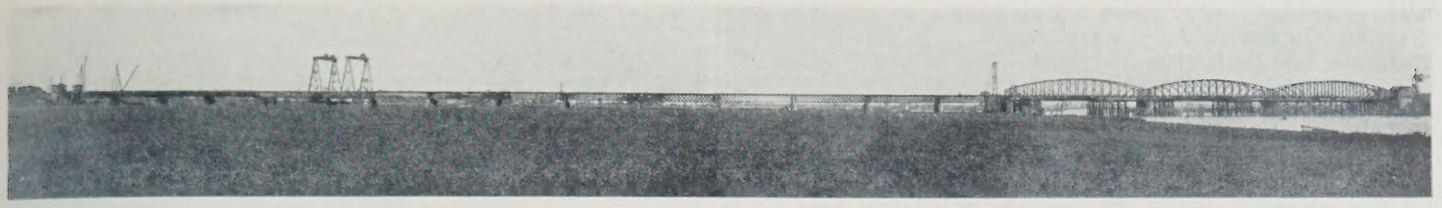


Abb. 1. Gesamtansicht der alten Brücke. In den Flutöffnungen 1—6 die neuen Überbauten.

Die Erneuerung der 54 Jahre alten Überbauten wurde erforderlich wegen ihres schlechten baulichen Zustandes und der unzulässig hohen Beanspruchung durch die erhöhte Betriebslast.

Auch bei den auf Brunnen und Pfählen gegründeten Widerlagern und Pfeilern ergab die Nachrechnung hohe Beanspruchungen, insbesondere sehr hohe Bodenpressungen. Wenn trotzdem von einer Verstärkung oder Erneuerung abgesehen wurde, so geschah es unter wirtschaftlichem Zwange aus der Erwägung heraus, daß zurzeit eine unmittelbare Betriebsgefahr infolge der hohen Pressungen nicht erkennbar ist, und daß sich diese Arbeiten — falls sie sich später als unumgänglich notwendig erweisen sollten — ebensogut — vielleicht noch besser — nach dem Einbau der neuen Überbauten ausführen lassen. Um aber auch bei weiterer Erhöhung der Betriebslasten die Feststellung etwaiger Bewegungen der Pfeiler und Widerlager zu erleichtern, wurden sie mit genau eingemessenen Marken versehen, die von Zeit zu Zeit sorgfältig nachgeprüft werden.

Es würde hier zu weit führen, auf die Art der Vermessung und die dabei gemachten Erfahrungen näher einzugehen. Es sei nur kurz folgendes hervorgehoben.

Die Vermessung ergab, daß die Gleise auf dem ganzen Brückenzuge weder in gleicher Richtung noch in gleicher Höhe lagen. Die Abweichungen von der neuen mittleren Höhe (bis zu 7 cm) und von der Achse (bis zu 14 cm) waren zwar nicht groß, bedeuteten aber für die Berichtigung der Schienenlage in kurzen Betriebspausen immerhin eine erhebliche Erschwerung. Ein — allerdings nur kleiner — Teil dieser Richtungs- und Höhenfehler konnte vor Baubeginn gelegentlich der Erneuerung des Oberbaues auf der Strecke berichtigt werden. Der ganze Brückenzug wurde bei dieser Gelegenheit mit den für die neuen Brücken erforderlichen Paßschienen ausgerüstet. Auf den Flutbrücken war bestimmungsgemäß Entgleisungsschutz vorzusehen; sie erhielten daher Leitschienenoberbau Lek. Auf der Strombrücke wurde Reichsbahnoberbau S 49 verlegt. Schienenschweißung war mit Rücksicht auf den Auswechselungsvorgang nicht möglich, sie soll aber nachträglich ausgeführt werden.

Wegen der im Schienenstrang vorhandenen Wärmelücken (5 mm bei 15°) ist zunächst auf eine „Auszugvorrichtung" verzichtet. Sie muß bei Ausführung der Schienenschweißung eingebaut werden. Besondere Schwierigkeit wird ihre bauliche Durchbildung beim Leitschienenoberbau der Flutbrücke machen.

Auch an den Pfeilern und Auflagersteinen wurden Maßabweichungen festgestellt. Beim Herrichten der neuen Auflager und beim behelfsmäßigen Wiedereinbau der alten Überbauten auf die neuen Auflagersteine war diesem Umstande Rechnung zu tragen.

Die Eisenkonstruktion wurde zu gleichen Teilen an zwei Firmen vergeben: Die Dortmunder Union erhielt die drei Strom- und sechs Flutüberbauten, die Gutehoffnungshütte die übrigen 24 Überbauten. Auf jede Firma entfielen damit rd. 1400 t Eisen einschließlich des Warzenblechbelages und der Lager. Die Dortmunder Union war federführend. Die beiden Firmen vereinbarten, daß der Einbau sämtlicher Flutbrücken von der Gutehoffnungshütte ausgeführt werden sollte.

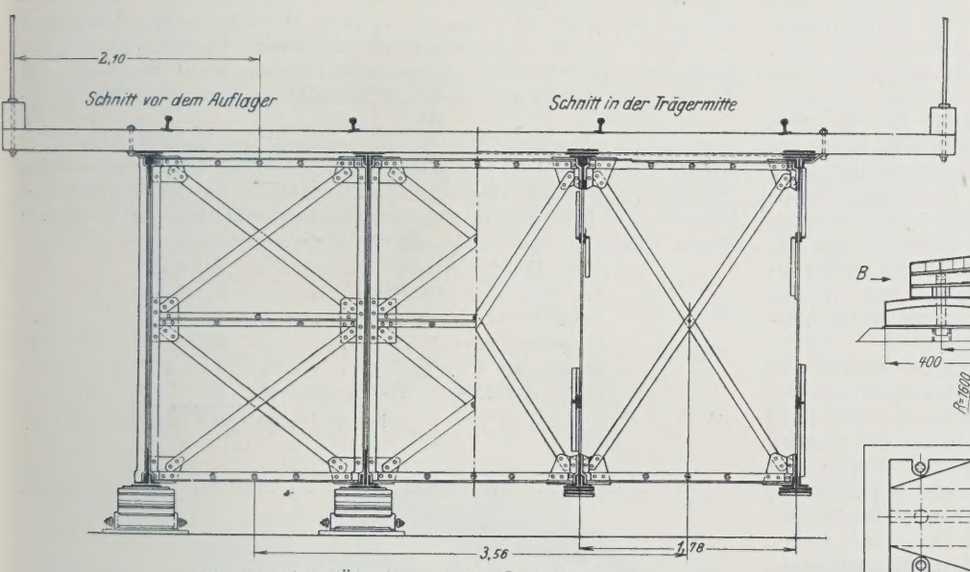


Abb. 2. Alte Überbauten der Flutöffnungen.

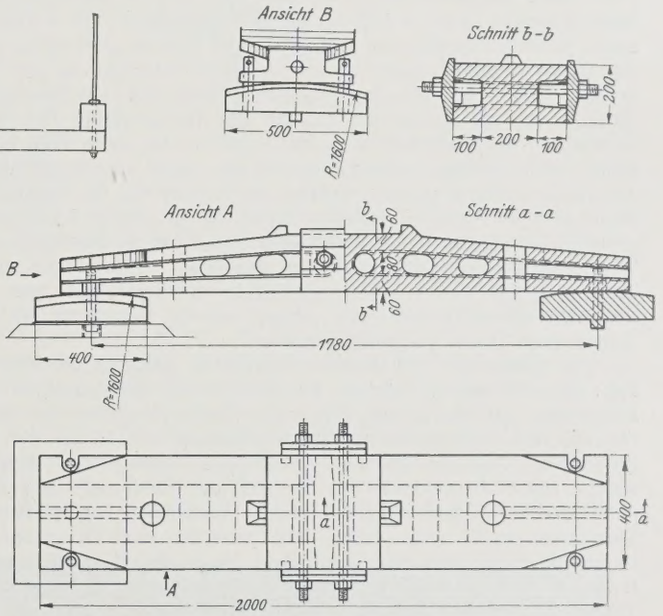
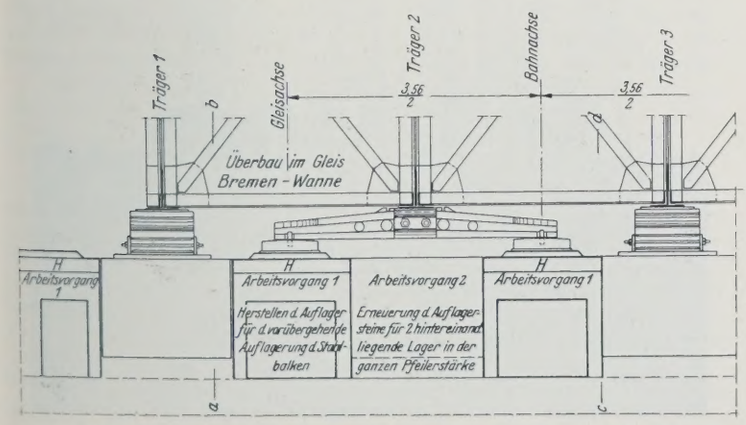


Abb. 3. Stahlbalken zur behelfsmäßigen Abfangung der alten Überbauten.



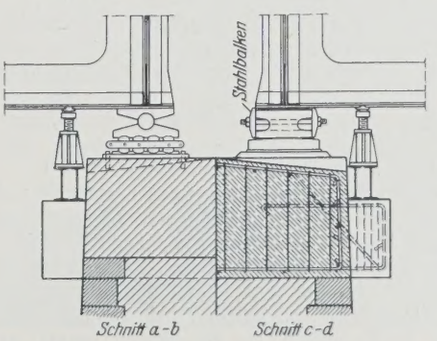


Abb. 4. Abfangen der alten Überbauten der Weserflutbrücken zur Herstellung der neuen Auflagersteine.

Die Änderungen an den Pfeilern und Widerlagern führte die Firma Carl Brandt, Bremen, aus.

Die Oberbauarbeiten wurden den Firmen Buschung, Münster, und Koldewey, Kirchweyhe, übertragen.

Die Flutbrücken.

Die alten Überbauten der Flutöffnungen waren als Gitterträger mit obenliegender Fahrbahn aus-

gebildet und hatten 86' 8" preuß. ≈ 27,20 m Stützweite. Alle vier Hauptträger einer Öffnung waren, wie Abb. 2 zeigt, durch Schrägen und Pfosten miteinander verbunden, so daß die Endquerversteifung einen durchgehenden Fachwerkträger auf vier Stützen bildete. Diese Anordnung machte wegen der unvermeidlichen geringen Höhenunterschiede der Lager und infolge der auftretenden elastischen Formänderung eine zuverlässige stoßfreie Auflagerung unmöglich.

Bei den neuen Überbauten konnte diese veraltete Bauweise nicht in Frage kommen. Vergleichsberechnungen und betriebliche Erwägungen ließen es zweckmäßig erscheinen, die neuen Überbauten eingleisig auszubilden, und zwar als Blechträger mit obenliegender Fahrbahn von 27,30 m Stützweite. Die Höhe der Träger und Lager wurde so bemessen, daß einerseits die Überbauten im ganzen auf Eisenbahnwagen verladen werden konnten und anderseits die Oberkante der neuen Auflagersteine mit der alten möglichst übereinstimmte, wobei die bereits erwähnten Fehler in der Höhenlage der alten Auflagersteine berücksichtigt wurden. So war es möglich, die im Werk zusammengebauten Brücken auf besonders hergerichteten SS-Wagen vom Werk in Sterkrade bezw. in Dortmund zunächst zu einem mit Portalkran bedienten Werkplatz auf dem benachbarten Bahnhof Kirchweyhe und von dort zur Einbaustelle unter die Portalkrane zu fahren. In Kirchweyhe wurden die später unzugänglichen Flächen mit Anstrich versehen und die Brückenhölzer einschließlich des Oberbau-Kleineisenzeugs aufgebracht. Im ganzen standen vier Wagenpaare für den Versand der 30 Überbauten zur Verfügung, außerdem wurde ein Wagenpaar für das Abfahren der alten Überbauten von der Ausbaustelle nach Kirchweyhe bereit gehalten.

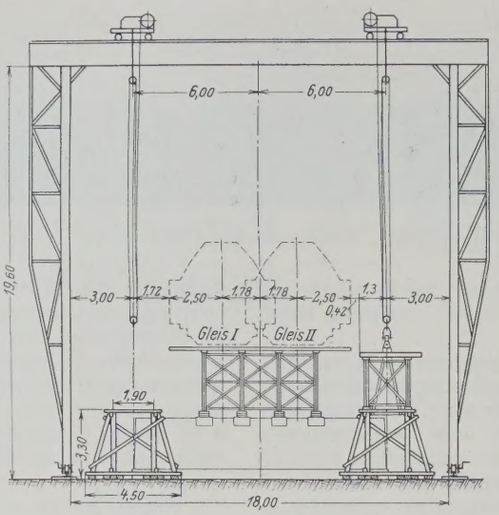


Abb. 5. Portalkran von 18 m Lichtweite.

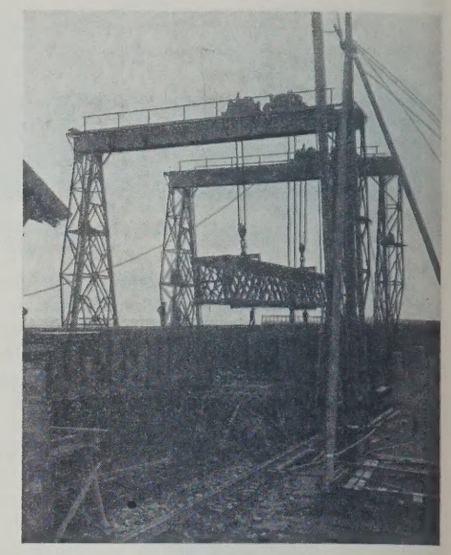


Abb. 6. Alter Überbau der zweiten Flutöffnung, in den Kranen hängend. Daneben ein neuer Überbau, zum Einfahren bereit.

Vor der Auswechselung mußten die alten, größtenteils schadhaften und den erhöhten Betriebslasten nicht mehr gewachsenen Auflagersteine durch neue ersetzt werden. Die aus Abb. 3 u. 4 ersichtlichen „Stahlbalken" dienten dabei zur Abfangung der Überbauten. Es wurden immer zwei hintereinanderliegende Auflager eines Pfeilers gleichzeitig erneuert. Mit diesen Arbeiten wurde, da es unmöglich erschien, in der eingangs erwähnten Zeit mit den beschränkten Mitteln die 150 behelfsmäßigen Auflager für die Stahlbalken und die 120 Auflagersteine für die neuen Überbauten der Flutbrücke herzustellen, schon im Jahre 1926 begonnen, zumal auch die aus Sandstein bestehende, stark verwitterte Abdeckung der Pfeiler erneuert werden mußte. Als Baustoff für die neuen Auflagersteine und die Abdeckung wurde Eisenbeton mit starker Längsbewehrung gewählt, um späteren Rissebildungen möglichst vorzubeugen und die Widerstandsfähigkeit der Pfeiler zu erhöhen. Soweit Risse zurzeit erkennbar waren, wurden sie in der Weise „geflickt", daß quer zu den Rissen Rundeisen in Bohrlöcher verlegt und die Hohlräume mit Zementmörtel unter Druck ausgefüllt wurden.

Der Einbau der Eisenbetonauflagersteine ging folgendermaßen vor sich: Zunächst wurde zwischen den vorhandenen Auflagersteinen das alte Mauerwerk auf der ganzen Breite des Pfeilers ausgebrochen und durch die aus Abb. 4 ersichtlichen Eisenbetonkörper *H* ersetzt, die vorübergehend als Auflager für die vorerwähnten Stahlbalken dienten und später einen Bestandteil des Pfeilerkopfes bildeten. Der Auflagerpunkt der mit kugelförmiger Oberfläche versehenen Lagerplatten für die Stahlbalken wurde genau in die Mitte zwischen zwei Hauptträger gelegt, so daß die Stützweite der Stahlbalken gleich der Hauptträgerentfernung (1,78 m) war. So wurden gleichzeitig die Träger 1 und 3 und darauf die Träger 2 und 4 abgefangen. Auf diese Weise gelang es, mit nur 12 Stahlbalken in kurzer Zeit alle 120 Auflagersteine zu erneuern.

Die Betonkörper *H* hatten Auskragungen, die beim Anheben der Überbauten als Auflager der Abfangträger dienten (Abb. 4 u. 11).

Im Schutze der Stahlbalken, die aus Stg 58 hergestellt waren, konnten die Auflagersteine durch Eisenbetonquader ersetzt werden. Auf diese wurden alsdann die Überbauten mit ihren alten Lagern behelfsmäßig abgesenkt. Zur Sicherheit wurden immer nur zwei Lager eines Überbaues gleichzeitig abgefangen. Obwohl während der Bauzeit langsam gefahren wurde, mußten natürlich die Überbauten und Auflager gegen zufällige Seitenkräfte behelfsmäßig gesichert werden.

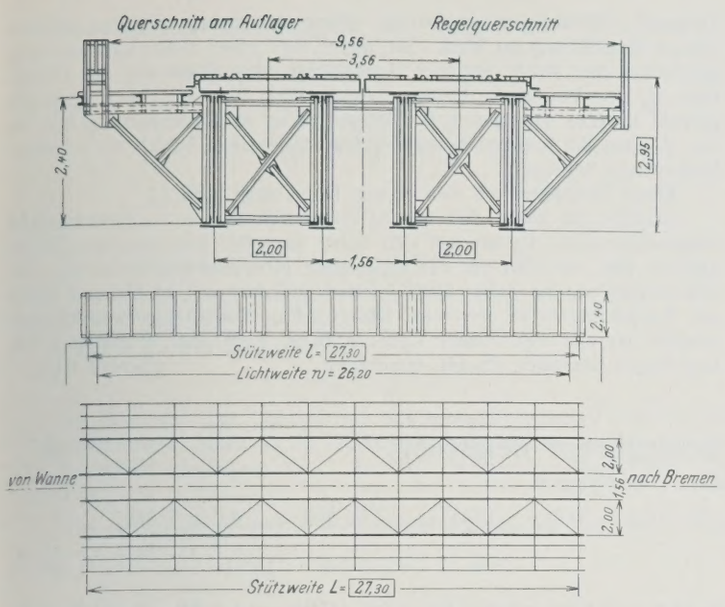
Nachdem durch die geschilderten Maßnahmen das Einschieben der neuen Überbauten vorbereitet war, wurden im Frühjahr 1927 zwei Portalkrane von 18 m l. W. aufgestellt, die beide Betriebsgleise überspannten und an beiden Seiten Platz für die Lagerung eines ausgebauten oder eines neuen Überbaues boten (Abb. 5), eine Anordnung, die getroffen werden mußte, weil es zweifelhaft war, ob bei der dichten Zugfolge die alten Überbauten in allen Fällen gleich auf Bahnwagen gesetzt und abgefahren werden konnten. Mit Hilfe der Portalkrane wurden die neuen Überbauten in Betriebspausen auf Holzböcke abgesetzt. In einer weiteren Zugpause fand die Auswechselung der Überbauten statt.

In Abb. 6 sind die neuen Überbauten der ersten Öffnung bereits eingebaut. Ein Überbau der zweiten liegt auf der rechten Seite auf Böcken zum Einbau bereit. Der alte Überbau hängt in den Kranen, um auf Bahnwagen im Nachbargleis abgesetzt zu werden (s. Abb. 7). Durch diese Maßnahmen und dank der eifrigen Zusammenarbeit aller Beteiligten war es möglich, mit verhältnismäßig geringem Kostenaufwande die 30 Flutbrücken in zwei Monaten auszuwechseln.

Kurz noch einige Angaben über die Kraft- und Lichtanlagen und die Hubleistung der Krane. Die Gutehoffnungshütte hatte eine Lanzlokomobile von 65/80 PS zum Antrieb einer Gleichstrom-Dynamomaschine von 220 V und eines Luftkompressors aufgestellt. Der Energiebedarf des Kompressors betrug rd. 35 PS, der der Hubwinde etwa ebensoviel. Da das Gewicht der neuen Überbauten einschl. des Oberbaues rd. 65 t beträgt, entfiel auf eine Winde $\frac{65}{2} + 2{,}5$ (für Seil und Geschirr) = 35 t. Die Hubgeschwindigkeit war im Mittel auf 0,2 m/Min. festgesetzt. Infolge besonderer, mit wenigen Handgriffen zu bedienender Anschlagvorrichtungen konnten die Überbauten in folgenden Durchschnittszeiten vom Eisenbahnwagen abgehoben und seitlich auf den Bock abgesetzt werden:

Einrücken der Winde	3,0 Min.
Anschließen an die Haken . . .	2,0 „
Anheben um 0,3 m	1,5 „
Querschwenken	4,6 „
Senken um 4,7 m	23,5 „
Lösen der Haken, Winden in Ruh	1,4 „
Gleis frei nach	36,0 Min.

Abb. 7. Ein alter Überbau, auf S.-S.-Wagen geladen.



Eisengewicht des Überbaues in t						Gewicht des Überbaues in kg/m ohne Lager				
G_F	G_G	G_H	G_Q	G_L	Im ganzen einschl. Lager	Eisengewicht $g_e = g_1 + \eta\, l$ (Formel)	g_0	Gesamtgewicht $g = g_e + g_0 = (g_1 + g_0) + \eta\, l$ (Formel)	Lastenzug	Baustoff
0,5	4,16	42,3	5,62	2,72	55,30	$g_e = 170 + 64{,}3\, l$	750	$g = 920 + 64{,}3\, l$	N	St 48 Fußweg St 37

Abb. 8.
30 Überbauten für 15 Flutöffnungen der Weserbrücke bei Dreye.

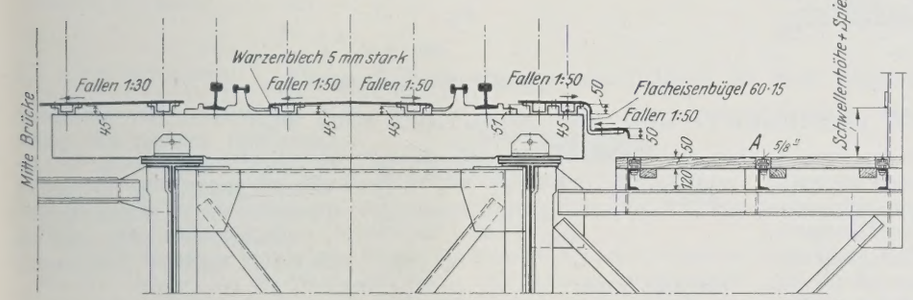
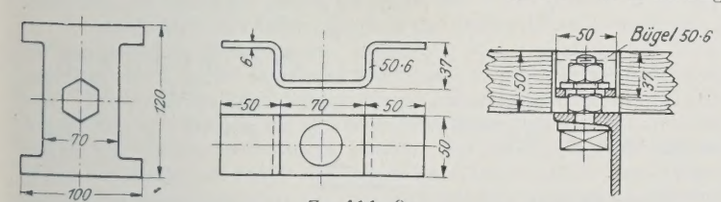


Abb. 9. Brückenbelag.



Zu Abb. 9.

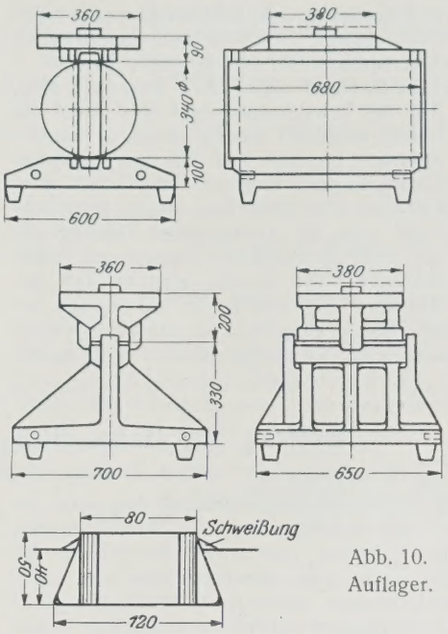
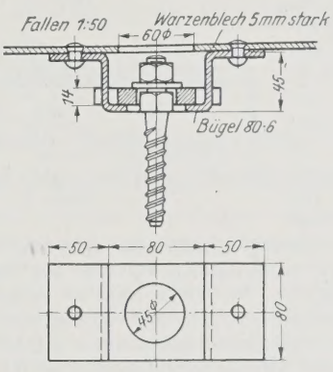


Abb. 10. Auflager.

Mit Rücksicht auf die Brückenhölzer sind die drei oberen Gurtplatten über den ganzen Träger mit Stößen etwa in den Viertelpunkten durchgeführt, so daß sich eine größte Gurtplattenlänge von 16,8 m ergibt. Die Stöße der unteren Platte wurden in üblicher Weise durch den rechnerisch nicht beanspruchten Teil der oberen gedeckt. Die Gurtwinkel sind einmal in der Mitte gestoßen. Die Kopf- und Halsniete von 23 mm Durchm. sind zweireihig versetzt angeordnet und haben gleichen Abstand (Nietteilung 105 mm), so daß eine regelmäßige Teilung der Schwellenwinkel von 630 mm möglich war. Auf jeder Brücke befinden sich zwei Schienenstöße in 17,325 m Abstand. Über den Auflagern mußten wegen des ungleichen Pfeilerabstandes Paßschienen von wechselnder Länge eingelegt werden, da die Lager möglichst günstig auf dem Pfeiler liegen sollten. Durch geeignete Verteilung der Unregelmäßigkeiten konnten die Überbauten aber so verlegt werden, daß nur drei verschiedene Paßschienenlängen erforderlich wurden.

Zwischen und neben den Schienen ist Belag aus Warzenblechtafeln angeordnet.



Der Fußweg, dessen Geländer 3,00 m von Gleismitte entfernt ist — nur über den Pfeilern sind Verbreiterungen von 0,45 auf 0,80 m Länge zur Unterbringung von Wasserfässern usw. vorgesehen —, ist versenkt angeordnet, so daß einzelne Schwellen leicht und gefahrlos durch seitliches Herausziehen ausgewechselt werden können. Als Fußwegbelag ist Holz gewählt wegen der besseren Begehbarkeit bei Glatteis, das in der Weserniederung sehr häufig auftritt. Um den Querverkehr auf der Brücke bei Prüfungs- und Ausbesserungsarbeiten und für das Personal etwa auf der Brücke haltender Züge zu erleichtern, ist am Ende der Schwellen eine Stufe aus Warzenblech angebracht. Diese Anordnung ist meines Wissens neu und wurde mit Verfügung der Hauptverwaltung zur Anwendung empfohlen. Zum Teil neu ist auch wohl die Art der Befestigung der Warzenbleche (Abb. 9).

Für das Auswechseln der Überbauten ergab sich mit ähnlichen Einzelheiten eine Dauer von rd. 45 Min. Hierzu kam dann noch das genaue Einfluchten, das Aufbringen der Schienen über den Lagern, das Herrichten der Lager (rd. 15 Min.) und die Probebelastung mit den nötigen Messungen, so daß insgesamt eine Betriebspause von rd. 60 + 20 = 80 Min. erforderlich war.

Die Lager wurden zunächst behelfsmäßig auf Bleiplatten abgesenkt und später mit Hartblei (2 bis 3% Antimongehalt) vergossen.

Bauliche Anordnung der Flutbrücke.

Wie schon kurz erwähnt, sind die neuen Überbauten als Blechträger von 27,30 m Stützweite mit obenliegender Fahrbahn ausgebildet. Als Baustoff wurde Stahl St 48 verwendet. Abb. 8 zeigt den Querschnitt am Auflager und in der Mitte, sie enthält ferner einige statistische Angaben. Der Hauptträgerabstand wurde mit Rücksicht auf die Standsicherheit und Quersteifigkeit auf 2 m bemessen. Zur Erhöhung der Kippsicherheit sind zwei nebeneinanderliegende Überbauten durch gelenkig angeschlossene Querriegel miteinander verbunden. Die Höhe des zweimal gestoßenen Stegbleches ergab sich aus den früher angeführten Gründen — Zusammenbau im Werk und Beförderung in einem Stück — zu $2{,}40\ \text{m} = \frac{l}{11{,}4}$.

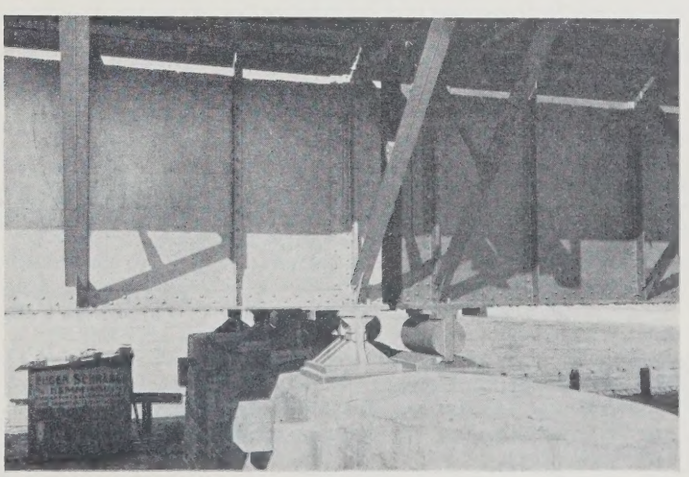


Abb. 11. Flutpfeiler mit den neuen Lagern.

In die Bügel, die gleichzeitig zur Befestigung und als Stütze dienen, werden vor dem Vernieten Eisenformstücke gelegt, die die Befestigungsschrauben sichern und beim Aufnehmen der Bleche nicht verlorengehen können.

Die Form der Lager, die aus Stahlguß Stg 52 · 81 R hergestellt sind, ist aus Abb. 10 zu ersehen. Um die beweglichen Lager (und damit die gleich hoch auszubildenden festen) möglichst niedrig halten zu können, wurde nur eine Rolle von 340 mm Durchm. und 600 mm nutzbarer Länge gewählt, so daß ein Kippbolzen nicht in Frage kam. Durch zwei in die Kopfseite der Rollen schwalbenschwanzförmig eingelassene Schmiedestahlleisten mit gezahnten Enden wird die zwangläufige Führung der Rolle und die Übertragung der nicht unerheblichen wagerechten Kräfte quer zur Brückenachse gewährleistet. Die Leisten sind an den Berührungsflächen sorgfältig geschlichtet und wurden in die ebenso bearbeiteten Schlitze der erwärmten Rollen eingeführt, so daß beide Körper nach dem Erkalten fest verbunden sind. Zur Sicherheit wird noch an der Längsseite Schweißgut aufgebracht. Diese Anordnung erfordert natürlich genaue Bearbeitung im Werk. Sie bietet aber unter dieser Voraussetzung gegenüber der bisher üblichen Ausbildung, abgesehen von der Vereinfachung, den Vorteil der besseren Ausnutzung der Rollen und damit des ganzen Lagers, während z. B. Führungsrillen in Rollenmitte gerade an der offenbar am meisten beanspruchten Stelle einen Ausfall an belasteter Rollenlänge bedingen.

Einen Flutpfeiler mit dem neuen Lager zeigt Abb. 11.

Erwähnt sei noch, daß die 30 Flutüberbauten für Versuchsanstriche vorgesehen sind. Es handelt sich dabei in erster Linie um den Grundanstrich und zum Teil um das sogenannte Metallisierungsverfahren. Die Überbauten wurden daher ohne Anstrich geliefert und an Ort und Stelle mit Sandstrahlgebläse entrostet. Die gesamten Entrostungs- und Anstricharbeiten wurden den Firmen Court u. Baur, Köln, Rott, Frankfurt a. M., und Eugen Schnabel, Hamm, übertragen. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Beitrag zur Behandlung beweglicher Belastung.

Von Dr.-Ing. **Schipmann**, Holzminden.[1])

Gegenüber den bisherigen Veröffentlichungen soll im folgenden ein Verfahren entwickelt werden, das einheitlich für alle vorkommenden Belastungsfälle aufgebaut ist, in seiner praktischen Anwendung die Differentialrechnung vermeidbar macht, zum mindesten aber eine allgemein gültige, handliche rechnerische oder zeichnerische Prüfungsmöglichkeit der nach irgend einer Art gewonnenen gefährlichsten Lastlage bietet. Ansätze hierzu finden sich erstmalig in der unter 9 (Fußnote [1]) genannten Quelle.

a) Für den einfachen Belastungsfall der Abb. 1 ergibt sich unbestritten (unter 5 der Fußnote [1]) das Größtmoment, wenn die maßgebende Last und die Mittelkraft des Gesamtlastenzuges gleich weit von Trägermitte entfernt stehen, und zwar unter der vorgenannten Last. Mithin fällt ihre Lage mit der des gefährlichen Querschnitts zusammen, so daß die von Gregor (unter 2 der Fußnote [1] S. 28) gewählte Fassung „gefährlicher Querschnitt und die Mittelkraft R des Lastenzuges müssen gleich weit von der Trägermitte entfernt stehen", zunächst richtig ist. Die Frage nach der maßgebenden Last ist bei dem für Straßenbrücken durch DIN 1072 vorgesehenen Lastenzuge ohne weiteres geklärt und für Eisenbahnbrücken durch die Arbeit von Dr.-Ing. Kommerell (s. Fußnote [1] unter 7) endgültig beantwortet. Mit dieser Feststellung und unter Beachtung des aus den allgemein gefaßten Quellen 4 und 6 ableitbaren Ergebnisses, daß nämlich der vorstehend aufgeführte Satz uneingeschränkte Gültigkeit hat, ist es daher nur folgerichtig, auf ihm die Ermittlung der ungünstigsten Lastlage aufzubauen. So ergibt sich:

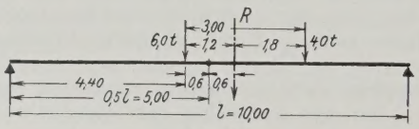


Abb. 1.

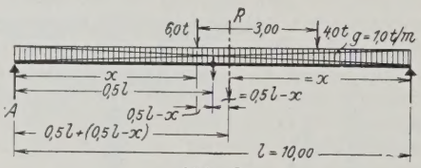


Abb. 2.

b) für denselben Lastenzug unter Berücksichtigung des Eigengewichts (Abb. 2) aus dem Grundsatz „Summe der Momente der Seitenkräfte = dem Moment der Mittelkraft" für A als Drehpunkt

$$6{,}0\,x + 4{,}0\,(x+3{,}0) + 1{,}0 \cdot 10{,}0 \cdot 5{,}0 = (6{,}0 + 4{,}0 + 10 \cdot 1{,}0)(10{,}0 - x)$$

$$\underline{x = 4{,}60\ \text{m}},$$

c) für das Zahlenbeispiel in 5 der Fußnote (Abb. 3) in derselben Weise:

$$0{,}8\,(x - 1{,}5)\left(\frac{x-1{,}5}{2}\right) + 10{,}0 \cdot x + 6{,}5\,(x + 3{,}0) = \left[0{,}8\,(x - 1{,}5) + 10{,}0 + 6{,}5\right](8{,}0 - x)$$

$\underline{x = 3{,}58\ \text{m}}$, wie in der genannten Quelle;

d) für beiderseits anschließende Streckenlast (sonst wie unter b). Für A als Drehpunkt (Abbild. 4):

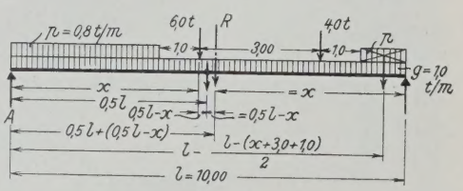


Abb. 4.

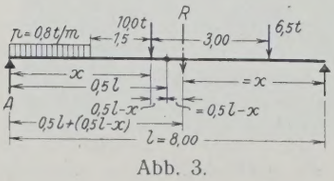


Abb. 3.

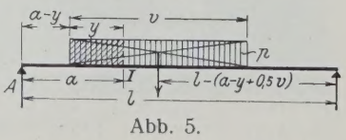


Abb. 5.

$$1{,}0 \cdot l \cdot 0{,}5\,l + 0{,}8\,(x - 1{,}0)\left(\frac{x-1{,}0}{2}\right) + 6{,}0 \cdot x + 4{,}0\,(x + 3{,}0) + 0{,}8\left[l - (x + 3{,}0 + 1{,}0)\right]\left[l - \frac{l - (x + 3{,}0 + 1{,}0)}{2}\right]$$

$$= \left\{1{,}0\,l + 0{,}8\,(x - 1{,}0) + 6{,}0 + 4{,}0 + 0{,}8\left[l - (x + 3{,}0 + 1{,}0)\right]\right\}(l - x).$$

Daraus für $l = 10{,}0$ m: $\underline{x = 4{,}80\ \text{m}}$.

e) Um bewegliche Streckenlast allein (Abb. 5) in derselben Weise behandeln zu können, bedarf es zunächst der Feststellung, wie weit jeweils diese einen beliebigen und damit auch den gefährlichen Querschnitt überschreiten muß, um für den betrachteten Querschnitt das Größtmoment zu liefern.

$$A\,l - p\,v\,(l - a + y - 0{,}5\,v) = 0$$

$$M_1 = A\,a - \frac{p\,y^2}{2} = p\,v\,a - \frac{p\,v\,a^2}{l} + \frac{p\,v\,a}{l} \cdot y - \frac{0{,}5\,p\,v^2\,a}{l} - \frac{p\,y^2}{2}.$$

Diese Funktion erreicht ihren Größtwert entsprechend

$$\frac{d\,M}{d\,y} = \frac{p\,a\,v}{l} - y\,p = 0$$

mit $y = \frac{a\,v}{l}$.

Daraus die Proportion $y : v = a : l$.

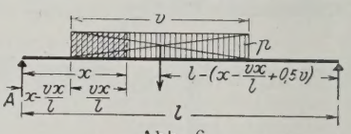


Abb. 6.

In Worten: Der betrachtete Querschnitt erleidet das größte Biegungsmoment, wenn er die Verteilungslänge in demselben Verhältnis wie die Stützweite teilt.

Infolgedessen erhält man das überhaupt mögliche Größtmoment aus Abb. 6 mit

$$y = \frac{v \cdot x}{l}$$

$$A\,l - p\,v\left(l - x + \frac{v\,x}{l} - 0{,}5\,v\right) = 0$$

$$M_x = A\,x - \frac{p\,v\,x}{l} \cdot \frac{v\,x}{2\,l} = p\,v\,x - \frac{p\,v\,x^2}{l} + \frac{p\,v^2\,x^2}{2\,l^2} - \frac{p\,v^2\,x}{2\,l}$$

$$\frac{d\,M}{d\,x} = v - \frac{2\,v\,x}{l} + \frac{v^2\,x}{l^2} - \frac{v^2}{2\,l} = 0$$

an der Stelle

(1) $$\underline{x = 0{,}5\,l}.$$

Dieses Ergebnis war zu erwarten, da die vorliegende Belastungsart die Sonderfälle $v = 0$ (Einzellast) und $v = l$ mitumfassen muß, für die bekanntlich der gefährliche Querschnitt auf die Trägermitte fällt.

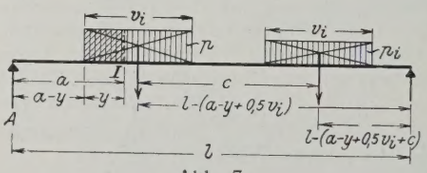


Abb. 7.

f) Nicht anders liegen die Verhältnisse bei getrennten Streckenlasten.

1. Ermittlung des Überstandes für einen beliebigen Querschnitt I (Abb. 7).

$$A\,l - p\,v_i(l - a + y - 0{,}5\,v_i) - p_i\,v_i(l - a + y - 0{,}5\,v_i - c) = 0$$

$$A = k\,(l - a + y - 0{,}5\,v_i), \quad \text{wo } k = \frac{p + p_i}{l} \cdot v_i.$$

$$M_1 = A\,a - \frac{p\,y^2}{2}.$$

[1]) Literatur: 1. Kersten, Balkenbrücken, 5. Aufl.; 2. Gregor, Der praktische Eisenhochbau, Band II; 3. Zentralbl. d. Bauverw. 1916, S. 654; 4. ebendort 1917, S. 258; 5. Zeitschr. für Bauwesen 1920, S. 125; 6. Beton u. Eisen 1921, S. 180; 7. „Die Bautechnik" 1923, S. 57; 8. Der Bahnbau 1927, S. 157; 9. Handb. für Eisenbetonbau, 1. Aufl., III. Teil (Balkenbrücken), S. 326.

Nach Einsetzen des Wertes für A:

$$\frac{dM}{dy} = a\,k - p\,y = 0,$$

so daß

$$y = \frac{p + p_i}{p} \cdot \frac{a\,v_i}{l} = \left(\frac{v_i\,p}{p} + \frac{v_i\,p_i}{p}\right)\frac{a}{l}$$

$$y = (v_i + v_r)\frac{a}{l}, \tag{2}$$

worin

$$v_r = \frac{v_i\,p_i}{p} \tag{3}$$

die „reduzierte" Belastungslänge darstellt.

Daraus die Verhältnisgleichung:

$$y : (v_i + v_r) = a : l.$$

In Worten: Der betrachtete Querschnitt erleidet das größte Biegungsmoment, wenn er die Summe der reduzierten Belastungslängen in demselben Verhältnis teilt, wie die Stützweite (vergl. den Satz unter e).

Für den in der Quelle 9 der Fußnote behandelten Fall $p_i = p$ wird

$$y = 2\,v_i\,\frac{a}{l}, \tag{4}$$

und für in der Mitte zusammenstoßende Streckenbelastung $2\,v_i = v$ (der Abb. 5) wird

$$y = \frac{v\,a}{l},$$

wie unter e unmittelbar festgestellt wurde.

Die Größe des in Formel 2 ermittelten Überstandes bleibt bei Einrechnung des Eigengewichtes (Abb. 8) unverändert, weil das anteilige M_{lg} unabhängig von der Veränderlichen y ist, und damit der nach Null aufgelöste Differentialquotient unbeeinflußt bleibt.

2. Ermittlung des überhaupt möglichen Größtmomentes.

Auf Grund der Feststellungen unter f 1 ergibt sich für das Zahlenbeispiel der Abb. 8

$$A = \frac{1{,}0 \cdot 10{,}0}{2} + \frac{6{,}0}{10}(9{,}5 - x + y) + \frac{4{,}0}{10}(6{,}5 - x + y),$$

wenn v_r aus Gl. 3 $= \frac{1{,}0 \cdot 4{,}0}{6{,}0} = 0{,}666$

und y aus Gl. 2 $= (1{,}00 + 0{,}666)\,\frac{x}{10} = 166\,x$,

$$A = 13{,}3 - 0{,}834\,x$$

$$M_x = A_x - \frac{g\,x^2}{2} - \frac{p_i\,y^2}{2}$$

oder nach Einsetzen der Zahlenwerte:

$$M_x = 13{,}3\,x - 1{,}417\,x^2.$$

Diese Funktion erreicht ihren Größtwert für

$$\underline{x = 4{,}70\text{ m},}$$

dem ein $y = 0{,}166 \cdot 4{,}70 = 0{,}78$ m zugeordnet ist. Die diesen Sonderwerten entsprechende Mittelkraft R der Gesamtbelastung findet man in bekannter Weise in einer Entfernung von 5,30 m vom linken Auflager.

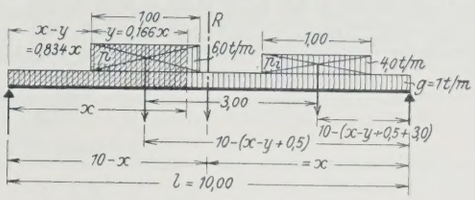


Abb. 8.

Folglich wird auch hier das größte Moment erreicht, wenn der gefährliche Querschnitt und die Mittelkraft der Belastung gleich weit von Trägermitte entfernt liegen (vergl. die Ausführungen unter a).

g) Infolgedessen ergibt sich, wie unter b, c und d, zur Ermittlung der gefährlichsten Lastlage ohne Anwendung der Differentialrechnung für A als Bezugspunkt der einfache Ansatz (Abb. 8)

$$10 \cdot 1{,}0 \cdot 5{,}0 + 6{,}0\,(0{,}834\,x + 0{,}5) + 4{,}0\,(0{,}834\,x + 0{,}5 + 3{,}0) = (10 + 6 + 4)\,(10 - x).$$

Daraus $x = 4{,}70$ m wie vor.

Alle Rechte vorbehalten.

Über Schwingungsmessungen in der Maschinen- und Bautechnik und ihre Bedeutung für Bauverwaltungen und Bauprüfungsbehörden.

1. Es besteht kein Zweifel, daß die Frage der mechanischen und akustischen Schwingungen mit Zunahme der Maschinen- und Fahrzeuggrößen sowie der Betriebs- und Verkehrsgeschwindigkeiten für fast alle Zweige der Bautechnik immer brennender geworden ist.

Im Vordergrunde stehen alle Fragen der Einwirkungen der Maschinen und des Verkehrs auf die Werke des Hoch- und Tiefbaues mit Rücksicht auf ihre Dauerhaftigkeit einerseits, anderseits hinsichtlich der Aufgabe der Bauwerke, die Bewohner gegen die genannten Einwirkungen zu schützen.

2. Hinsichtlich der Dauerhaftigkeit der Bauwerke sind hauptsächlich die mechanischen Schwingungen schlechthin von Bedeutung, die im allgemeinen durch große Amplitude und niedrige Frequenz gekennzeichnet sind. Diese mechanischen Schwingungen gehen von Maschinen und Fahrzeugen aus und können auf alle Teile eines Bauwerkes von der Gründung bis zu den oberen Stockwerken wirken. Die Einwirkung auf den Baugrund hat häufig zur Folge, daß seine Konstitution unter Verminderung seiner Tragfähigkeit geändert wird, wodurch meistens verderbliche Bauwerksenkungen bedingt sind.

In den Geschossen wirken sich die Schwingungen durch Rissebildungen in Decken und Wänden aus.

Auf dem Gebiete des Tiefbaues haben wir die Straßen und Brücken, die durch die über sie hinweggehenden stoß- und schwingungserregenden Fahrzeuge in Mitleidenschaft gezogen werden.

3. Unter die Aufgabe des Schutzes gegen Schwingungen, Erschütterungen und Schall, die den Bauwerken zufällt, gehören außer den zu 2 genannten mechanischen Schwingungen auch die akustischen, die häufig mit jenen verbunden sind, sich aber durch viel kleinere Amplituden, dafür größere Frequenzen auszeichnen. Die akustischen Schwingungen berühren weniger den Bestand des Bauwerks, als vielmehr das Wohlbefinden der Bewohner; diese störenden akustischen Schwingungen werden unter den Sammelbezeichnungen „Lärm" oder „Geräusch" zusammengefaßt.

4. Die erfolgreiche bautechnische Bekämpfung der genannten Erscheinungen setzt zunächst ihre genaue quantitative Erkennung voraus, was nur durch Messung möglich ist. Es ist, bei der ungeheuer vielseitigen Gestaltung des Problems, von größter Wichtigkeit, daß viel mehr als bisher seitens der Bautechnik bei Schwingungserscheinungen auf dem Wege der Messung vorgegangen wird. Es muß angestrebt werden, daß jede Bauverwaltung und Bauprüfungsbehörde sich mit den notwendigen Meßinstrumenten ausstattet, um die in ihrem Bereich auftretenden Erscheinungen sofort messend zu verfolgen. Natürlich gehört hierzu auch die Möglichkeit, daß die gewonnenen Messungen sachgemäß ausgewertet und gedeutet werden, so daß aus ihnen technische Folgerungen gezogen werden können. Es wäre wünschenswert, wenn jede Verwaltung hierfür geeignete, wissenschaftlich-technisch geschulte Kräfte gewinnen könnte. Da die Erforschung der mechanischen Schwingungen ein noch ziemlich junges und schwieriges Gebiet ist, so ist die Gewinnung derartiger Kräfte zurzeit noch nicht leicht, so daß die Verwaltungen zunächst noch auf die Zusammenarbeit mit den an einigen Orten Deutschlands bestehenden Stellen für mechanische Schwingungsforschung angewiesen sein dürften.

5. Wenn man nun fragt, in welcher Weise sich die Verwaltungen zurzeit bezüglich der Schwingungsmessungen einrichten sollen, so ist in erster Linie auf die mechanischen Schwingungen zu verweisen. Die Größen dieser Schwingungen einerseits, ihre niedrige Frequenz anderseits und das Vorhandensein geeigneter Apparate machen diese Aufgabe, soweit das rein Meßtechnische in Frage kommt, zu einer verhältnismäßig leicht lösbaren.

Es wird für jede nicht zu kleine Verwaltung leicht möglich sein, sich die erforderlichen Instrumente anzuschaffen, wofür je nach den Ansprüchen zunächst 5000 bis 10000 R.-M. im Minimum anzusetzen sind. Ferner ist es wohl durchaus denkbar, daß unter dem vorhandenen technischen Angestelltenstab sich die nötigen Kräfte finden, die in der Bedienung der Apparate ausgebildet werden können.

6. Wesentlich schwieriger ist die Frage der Messung der akustischen Schwingungen. Die Schallwirkungen sind für das Ohr beträchtlich, für die Meßverfahren sehr klein, so daß zur Schallmessung eine erhebliche Experimentierkunst und wissenschaftliche Kenntnisse gehören. Vor allem spielt auch die Ausschaltung von messungstörenden Nebenwirkungen in der Akustik eine äußerst wichtige Rolle. Und schließlich sind die Kosten eines guten akustischen Instrumentariums unvergleichlich viel höher als die einer Meßeinrichtung für mechanische Schwingungen.

Es sprechen also eine Reihe persönlicher und sachlicher Gründe dagegen, daß die Bauverwaltungen bei ihrer Beteiligung an der Schwingungsforschung von der akustischen Seite ausgehen. Der normale Gang ist der, von den mechanischen Schwingungen auszugehen, hierbei die unbedingt notwendigen Erfahrungen zu sammeln und den akustischen Zweig später zu entwickeln. Bis dahin dürfte die Stützung auf die akustischen Abteilungen von bestehenden Schwingungsforschungsinstituten das Gegebene sein.

W. Hort.

Vermischtes.

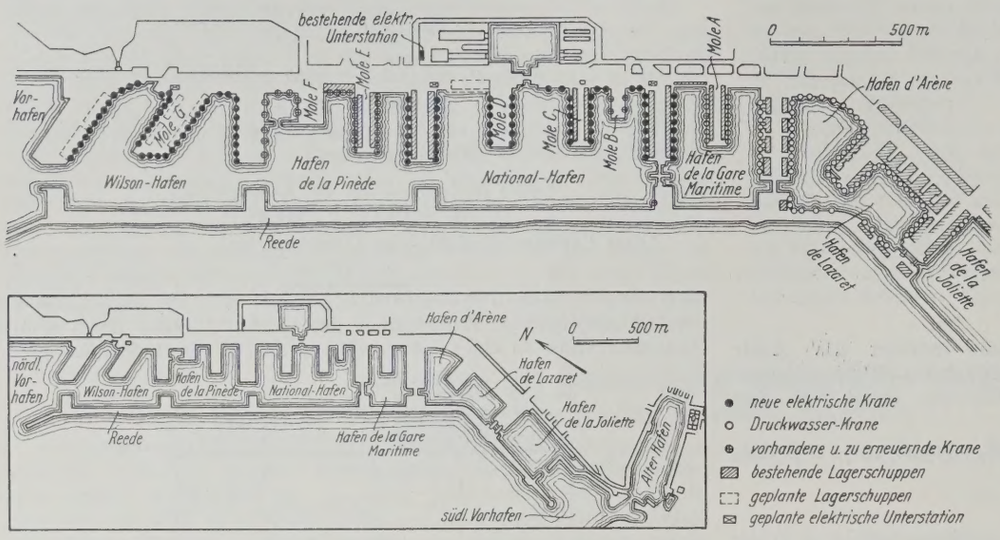


Abb. 1.

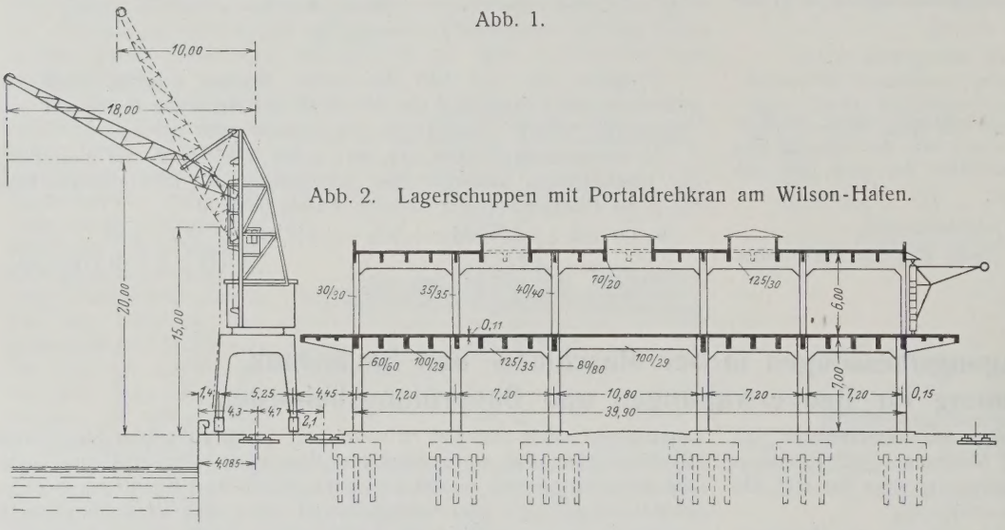


Abb. 2. Lagerschuppen mit Portaldrehkran am Wilson-Hafen.

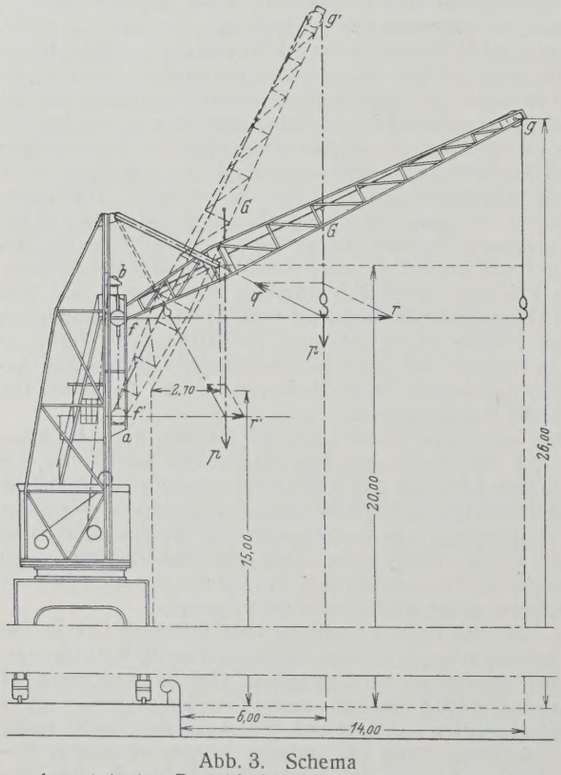


Abb. 3. Schema der geplanten Portaldrehkrane mit heb- und senkbarem Ausleger für den Wilson-Hafen.

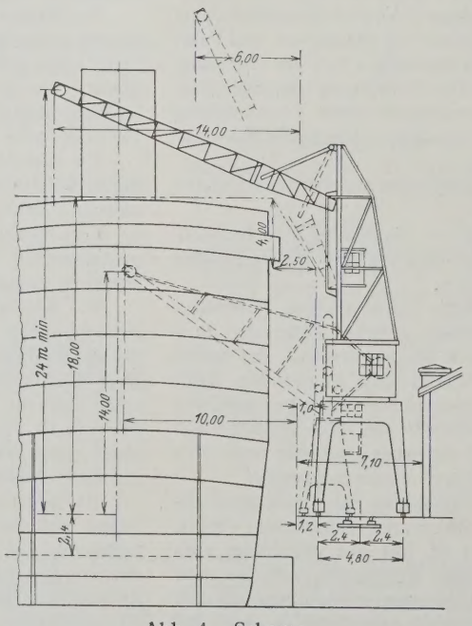


Abb. 4. Schema der geplanten Portaldrehkrane mit heb- und senkbarem Ausleger als Ersatz für veraltete Krane.

Neue Kranausrüstung des Hafens von Marseille. Nach einem Bericht in Génie Civil 1928, Nr. 24 vom 16. Juni soll die Kranausrüstung des Hafens von Marseille, die teilweise veraltet und den neueren Anforderungen nicht mehr gewachsen ist, erneuert werden. Zurzeit stehen zur Verfügung:

	Kalkrane	Schwimmkrane
mit Dampfbetrieb . .	5	38
elektrisch betriebene .	49	10
handbetriebene . . .	2	5
durch Druckwasser betriebene	125	5

Von diesen müssen die elektrischen Krane umgebaut oder erneuert werden, und die übrigen Krane sollen nach und nach mit einem Kostenaufwande von 80 Mill. Frk. durch elektrische Krane ersetzt werden. Gleichzeitig sind für das auf Reparationskonto erbaute neue Hafenbecken „Wilson" die Kranausrüstungen zu beschaffen, auch ist das Becken mit Lagerhäusern zu versehen. Die Verteilung der Krane ist aus Abb. 1 ersichtlich.

Die neu zu errichtenden Lagerhäuser sollen zweistöckig werden und eine Breite von rd. 40 m erhalten. In der Mitte ist ein 10 m breiter Gang für die Warenbewegung vorgesehen. Rechts und links von ihm liegen je zwei durch die Tragsäulen getrennte Lagerflächen von je 7,2 m Breite. Auf dem Kai sind auf jeder Seite des Lagerhauses zwei Schienenstränge vorgesehen, von denen der äußere unter den Portalkranen durchgeführt ist. Im Boden des ersten Stockwerks der Lagerhäuser sind ausreichende Öffnungen zum Hochziehen der Waren vorgesehen. Das in der Höhe des ersten Stocks vorspringende 4 m breite Schutzdach dient gleichzeitig zum Abstellen der vom oder zum Schiff zu bringenden Waren des ersten Stockwerks. Der statischen Berechnung wurde eine Belastung des Bodens des ersten Stocks von 2500 kg/m² und des Daches von 500 kg/m² zugrunde gelegt. Das Dach ist mit verschließbaren Öffnungen versehen, so daß es im Notfall ebenfalls zur Warenlagerung verwendet werden kann. Die freie Stauhöhe im Erdgeschoß beträgt 7 bezw. 5,75 m unter den Deckenträgern, die des ersten Stocks 6 bezw. 4,75 m (Abb. 2).

Die im „Wilsonbecken" aufzustellenden Krane (Abb. 3) sollen als Portaldrehkrane mit heb- und senkbarem Ausleger ausgeführt werden. Die den unbelasteten Ausleger angreifenden Kräfte sind in jeder Lage ausgeglichen: Das im Schwerpunkt G angreifende Eigengewicht p, die Reaktion r der Gleitfläche a, b und die q des schrägen Zuggliedes. Das Tragseil ist über die Rollen f und g so geführt, daß der Lasthaken beim Heben und Senken des Auslegers in derselben Höhe bleibt. Dadurch kann man mit einem verhältnismäßig schwachen Motor für die Bewegungen auskommen. Die Krane werden entweder für 1,5 t oder 3 t Tragfähigkeit ausgeführt. Der gesamte Hub des Lasthakens beträgt 35 m.

Da die Kais der älteren mit den Druckwasser-Kranen ausgerüsteten Becken verhältnismäßig schmal sind, mußten für die hier neu aufzustellenden Krane etwas andere Abmessungen genommen werden, als für die des „Wilsonbeckens".

Abb. 4 zeigt einen dieser Krane neben einem Schiff von 25000 t. Die Größe eines der alten Druckwasser-Krane ist punktiert eingetragen.

Die neuen Krane haben nebenstehende Abmessungen.

		Krane am Wilsonbecken	Krane der übrigen Becken
Tragfähigkeit	kg	1500 bezw. 3000	1500 bezw. 3000
Fahrbreite	m	5,25	4,80
Portalhöhe	m	7,00	6,50
Kleinste Höhe der Auslegerspitze über dem Kai	m	26,00	24,00
Größte Ausladung . .	m	14,00	13,00
Kleinste Ausladung . .	m	6,00	6,00
Hubhöhe des Lasthakens	m	35,00	33,00
Auslegergeschwindigkeit	m/Sek.	0,20	0,20
Hubgeschwindigkeit (bei 1500 kg)	m/Sek.	2,00	1,00
Hubgeschwindigkeit (bei 3000 kg)	m/Sek.	2,00	1,00
Umdrehungszeit . . .	Sek.	30	30
Hebezeit	Sek.	10	10

Die Krane sind in Abständen von rd. 40 m voneinander aufgestellt, so daß für die gesamte zu bedienende Kailänge von 2885 m etwa 74 neue Krane zu beschaffen sind.

Gleichzeitig soll für den Hafen ein neuer Schwimmkran beschafft werden. Er soll eine Tragfähigkeit von 150 t haben, um Lokomotiven, Kessel, Einheitsmauerblöcke von 60 bis 65 m³ für Kaibauten und dergl. verladen zu können. Bei einer Belastung bis 60 t soll die Hubhöhe des Lasthakens 30 m bei 20 m Ausladung sein, die sich bei der Höchstbelastung von 150 t auf 7 m verringert. Gleichzeitig soll an seinem Ausleger eine Laufkatze für 10 t Belastung angeordnet werden. Der Schwimmkran soll auf Reparationskonto von Deutschland geliefert werden.

Zum Betriebe der elektrischen Anlagen wird Dreiphasenwechselstrom von 440/220 V verwendet. Kleine Motoren und die Beleuchtungsanlage werden mit 220 V betrieben. Der Strom wird von auswärts mit 5000 V bezogen und in drei Unterstationen auf die genannte Spannung transformiert. Jede Unterstation hat vier Transformatoren von je 300 kW. Jeder Drehkran verbraucht im Mittel 12 kW, jeder Schwimmkran 20 kW.

Die Gesamtkosten von 80 Mill. Frk. sollen in 10 Jahresraten von je 8 Mill. durch die Hafengelder aufgebracht werden. Zu diesem Zweck werden an Abgaben 45 Frk. je Reisender, 2 Frk. 20 C. je Schiffstonne und 1 Frk. 40 C. je Warentonne erhoben. Sch.

Bau eines Luftschiffhafens in Portland, Oregon. Swan Island, der heutige Lufthafen von Portland, Oregon, war früher eine niedrig gelegene, wenig bewachsene Insel im Willamette-Fluß. Die Insel war, nach einem Bericht in Eng. News-Rec. v. 14. Juni 1928, ursprünglich von der Hafenkommission von Portland für Erweiterungsanlagen des Hafens erworben worden. Hierzu war zunächst die Ausbaggerung des westlich der Insel gelegenen breiteren Flußarmes notwendig, da der östliche Arm eine scharfe Krümmung hat und nur sehr schmal ist. Die neue Wasserstraße sollte etwa 460 m breit, 10,5 m tief werden (Abb. 1).

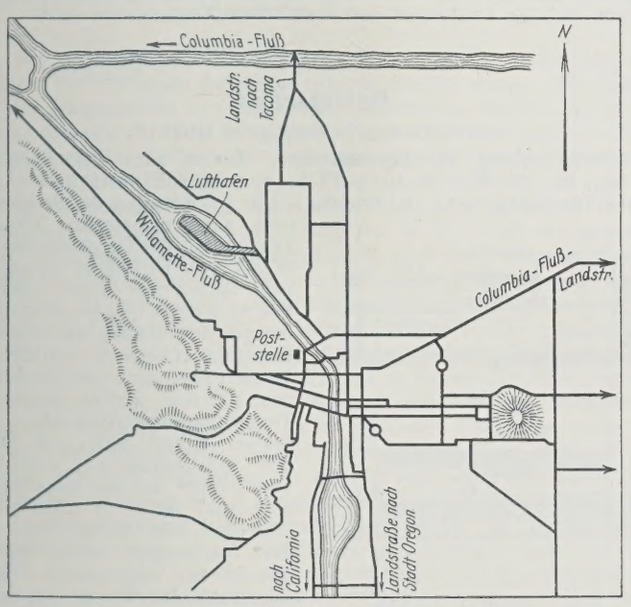


Abb. 1.

Als die Baggerarbeiten bereits im Gange waren und schon eine Menge Baggergut auf die Insel aufgetragen war, erhob sich die Forderung nach einem Lufthafen. Da die Lage der Insel zur Stadt besondere Vorteile bot, so beschloß man, den Lufthafen auf ihr anzulegen.

Die Insel ist als Hafen für Luftfahrzeuge durch den Lauf des Willamette-Flusses, der sich eine kurze Strecke stromabwärts mit dem Columbia-Fluß vereinigt, klar erkennbar bezeichnet. Außerdem bietet der Durchtritt des Columbia-Flusses durch die Kaskaden-Berge an sich einen natürlichen Luftweg von der Ostseite aus. Der neue Hafen ist daher ein bedeutender Anschlußpunkt für den Luftverkehr nicht nur in nord-südlicher Richtung entlang der Küste, sondern auch in west-östlicher Richtung durch die Enge der Columbia-Berge geworden,

Abb. 2 zeigt den Lageplan des Lufthafens. Dieser schließt an die Zufahrtstraße an, die auf einem durch den östlichen Flußarm geschütteten Damm angelegt ist. Aus dem Lageplan ist die Verteilung der Flugzeugschuppen, der Rasenflächen zum Landen sowie der Anlaufbahnen zum Abflug ersichtlich. Die ganze Anlage ist mit den langen Anlaufbahnen in die vorherrschende Windrichtung gelegt worden.

Die zwischen den einzelnen Anlaufbahnen angeordneten Rasenflächen sind jedoch groß und fest genug ausgeführt, um ebenso zum Aufstieg wie zur Landung benutzt werden zu können.

Die Anlaufbahnen bestehen aus einer Lehmbettung, in die eine 10 cm starke Schotterschicht eingewalzt ist. Darüber ist noch eine Deckschicht von Asphalt und Feinschotter vorgesehen.

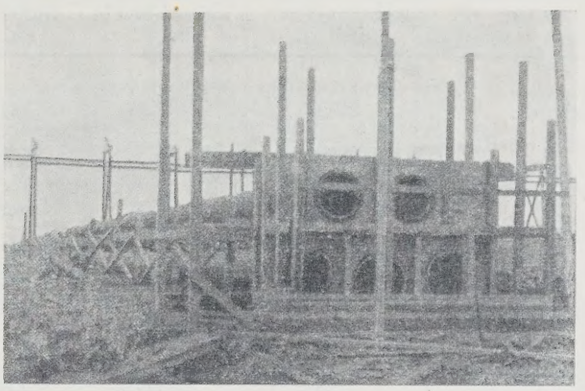


Abb. 4.

Die Schuppen für die Flugzeuge zeichnen sich durch ihre einfache und billige Bauart aus (Abb. 3). Sie sind niedrig gehalten und in einzelne Abteile unter größter Raumersparnis unterteilt. Jeder Raum ist durch leicht verschiebbare Wände feuersicher und für sich allein zugänglich abgeschlossen und beheizbar, so daß also auch Flugzeuge verschiedener Größe und Sportflugzeuge einen billigen Stand erhalten können.

Die Insel wurde etwa um 4,5 m über ihre ursprünglich flache Oberfläche aufgeschüttet, so daß die neue Oberkante ungefähr 9 m über dem Wasserspiegel des Flusses liegt. Da das Füllgut gleichmäßig zu verteilen war, so wurde es mittels zweier Spülbagger aufgetragen. Um ein Absatzbecken für das Spülgut zu gewinnen, wurde zunächst am Rande der Insel ein ringförmiger Damm aus Sand aufgespült. Zu diesem Zwecke wurde ein aus einzelnen, gelenkig miteinander verbundenen Schüssen bestehendes Spülrohr benutzt. In jedem Rohrstück war ein einstellbarer Ablauf eingebaut, der so angeordnet war, daß nur der Sand mit wenig Wasser ausströmen konnte, während die Hauptmenge des Spülwassers mit nur wenig festen Stoffen bis zum Ende des Spülrohres und von dort über die Fläche der Insel geleitet wurde. Von hier ließ man es durch besondere in den Umgrenzungsdamm eingelegte Abflußrohre

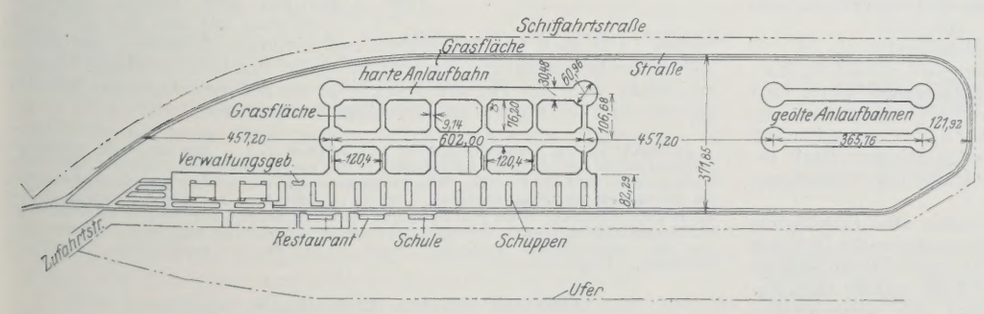


Abb. 2.

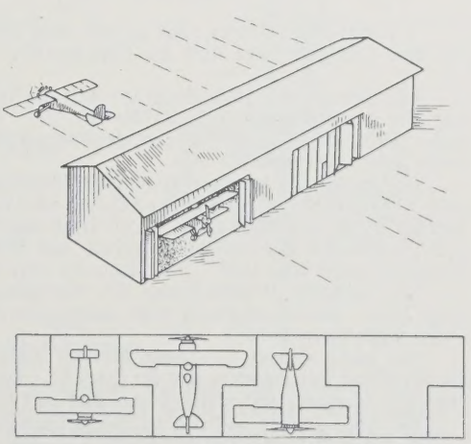


Abb. 3.

nach dem Fluß laufen. Dieser Ablauf ist in Abb. 4 dargestellt. Er bestand aus fünf alten Rohren von 75 cm Durchmesser, die in einem Gerüst zusammengefaßt und später in dem aufgespülten Sanddamm belassen wurden. Der Einlauf dieser Rohre wurde durch eine vorgebaute Überfallschwelle vor Versandungen geschützt.

Nach Aufspülung des Umgrenzungsdammes für die aufzufüllende Inselfläche wurde das aus dem Fluß gebaggerte Gut ohne besondere Auswahl über die Fläche gespült. Hierbei setzte sich der Sand unmittelbar vor der Spülrohrmündung ab, während die lehmigen Bestandteile sich erst in weiterem Abstande niederschlugen. Diese bildeten daher die untere Schicht der Auffüllung. Wegen der später aufzubringenden Grasnarbe mußte infolgedessen zum Schluß über die oben liegende Sandschicht noch eine besondere Lehmschicht vorsichtig aufgespült werden.

Als im Frühling des Jahres 1927 eine Grasfläche von 250 × 620 m fertiggestellt werden sollte, wurde, um diese schnell anwachsen zu lassen, eine besondere Bewässerungsanlage vorgesehen.

Amerikanischer Brückenstahl. Nach einem Aufsatze von Reichsbahnoberrat Weidmann in der „Reichsbahn“ 1928, Nr. 35, kennt der amerikanische Brückenbau in der Hauptsache drei Stahlsorten. Sowohl in ihrer Herstellung als auch in ihren Eigenschaften unterscheiden diese sich merklich voneinander:

1. Der Carbon-Steel, unserem gewöhnlichen Stahl St 37 entsprechend,
2. der Silicon-Steel, als Parallele zu unserem Siliziumstahl, und schließlich
3. der Nickel-Steel, der wie der Nickelstahl in Deutschland seines hohen Preises wegen verhältnismäßig selten Anwendung findet.

Die genannten amerikanischen Baustähle haben den in nachstehender Tabelle angegebenen Werten zu genügen. 1 Pfd./□″ = 0,0703 kg/cm².

	Carbon-Steel Pfd./□″	Silicon-Steel Pfd./□″	Nickel-Steel Pfd./□″
Zugfestigkeit	55 000—65 000	80 000—95 000	—
Streckgrenze	30 000	45 000	55 000
Zulässige Beanspruchung für Brückenbau			
Zug	16 000[1])	24 000	28 000
Druck	$16\,000-70\,\frac{l}{r}$	$24\,000-110\,\frac{l}{r}$	$28\,000-130\,\frac{l}{r}$
Druck höchstens	14 000	20 000	24 000
Biegung im Bolzen	24 000	34 000	42 000
Scherbeanspruchung			
Bolzen	12 000	16 000	20 000
Werkstatt-Niete	12 000	Niete aus gewöhnl. Stahl verwendet	Niete aus gewöhnl. Stahl verwendet
Montage-Niete	10 000	desgl.	desgl.
Bleche v. Blechträgern	Brutto: 10 000	14 000	—
Unmittelbarer Druck, Auflagerdruck und Leibungsdruck			
Bolzen	24 000	32 000	40 000
Werkstatt-Niete	24 000	14 000	—
Montage-Niete	20 000		
Steifen, abstehender Teil	20 000	28 000	35 000
Expansions-Rollen	600 d	—	—
Beton	600 bei Wind und Zusatzkräften etwa 30 % mehr	—	—

[1]) 18 000 Pfd./□″ oder 1265 kg/cm² wird oft gebraucht. Der Nietstahl hat eine Festigkeit von 3650 bis 4360 kg/cm².

Die „New Yorker Hafenbehörde“ läßt die folgenden Beanspruchungen zu: für gewöhnlichen Stahl 20 000 Pfd./□″ = 1400 kg/cm², für Siliziumstahl 27 000 Pfd./□″ = 1900 kg/cm², die übrigen Werte sind dementsprechend auch höher zu setzen.

Im Gegensatze zu unserem deutschen Siliziumstahl mit 0,9 bis 1,5 % Si und 0,11 bis 0,22 % C, also hoher Silizium- und niedriger Kohlenstoffgehalt, beträgt beim amerikanischen Silicon-Steel der Siliziumgehalt kaum über 0,2 %, während der Kohlenstoffgehalt auf etwa 0,4 % steigt und der Phosphor nicht über 0,04 % und Schwefel nicht über 0,05 % betragen darf.

Die zulässige Bruchdehnung des Normalmaterials (Carbon-Steel) beträgt 25 %. Die Streckgrenze muß mindestens die Hälfte der vorhandenen Zugfestigkeit ergeben.

Bei Material über $^3/_4$″ Dicke wird für die Dehnung eine Ermäßigung in der Weise zugestanden, daß für jedes $^1/_{16}$″ Dickenzunahme die Dehnung um $^1/_4$ % geringer sein darf, jedoch darf 14 % nicht unterschritten werden.

Bei Silicon-Steel soll die Mindeststreckgrenze 3200 kg/cm² betragen.

Bei der Delaware-Brücke wurde ausnahmsweise eine Mindeststreckgrenze von 3400 kg/cm² verlangt. Die in den deutschen Vorschriften festgelegte Streckgrenze von 3600 kg/cm² bei Siliziumstahl ist für unsere deutschen Stahlwerke herstellbar. Dies bedeutet gegenüber dem amerikanischen Silicon-Steel ein weltwirtschaftlich in die Wagschale fallender Vorsprung.

Bei Bauten aus Silicon-Steel beträgt die zulässige Beanspruchung 24 000 Pfd./□″ oder 1690 kg/cm² (2100 kg/cm² in Deutschland). Bemerkenswert ist, daß auch bei Bauwerken aus Siliziumstahl nur Niete aus Kohlenstahl mit 700 bis 800 kg/cm² zulässiger Scherbeanspruchung verwendet werden. Der niedrigere Wert gilt für sämtliche Deckenanschlüsse bei Hochbauten sowie bei Nietarbeiten auf der Baustelle, der höhere Wert für Nietarbeiten in der Werkstatt mit Ausnahme der vorerwähnten Deckenkonstruktionen. Bei Stützen von Hochhäusern beträgt die zulässige Nietbeanspruchung 1400 bis 1680 kg/cm².

Alle Nietabzüge — die jedoch nur bei den auf Zug beanspruchten Baugliedern gemacht werden — sind um $^1/_8$″ größer anzunehmen, als der eigentliche Nietdurchmesser. Für $^7/_8$″-Niete ist also ein einzölliger Lochdurchmesser im Zugstab in Abzug zu bringen. Erfahrungsgemäß wird durch die Verwendung von Kohlenstahlnieten das Konstruktionsgewicht eines Bauwerkes nicht nennenswert größer, obgleich die in Siliziumstahl ausgeführten Knotenbleche etwas größere Abmessungen erhalten müssen, als diese bei Verwendung von Siliziumstahlnieten erforderlich wären. Mit Siliziumstahlnieten ausgeführte Versuche sollen in Amerika kein befriedigendes Ergebnis gezeitigt haben.

Bahnbau in Columbien. Die Columbianische Regierung hat am 31. Mai 1928 mit der Siemens-Bauunion, G. m. b. H., Kom.-Ges., Berlin-Siemensstadt, einen Vertrag über den Bau der sogenannten Cararebahn geschlossen. Diese Bahn verbindet das Departement Boyacá, die Kornkammer Columbiens, unmittelbar mit dem Magdalenenstrom. Sie führt in einer Länge von etwa 170 km von der kleinen Stadt Velez aus über den Kamm der Ostkordillere, den Ort Landázuri, Puerto Aquiléo am Cararefluß, nach einem Punkte am Magdalena, der möglichst gegenüber von Pto. Berrío liegen soll, damit dort ein leichter Anschluß an die bestehende Antioquiabahn möglich ist.

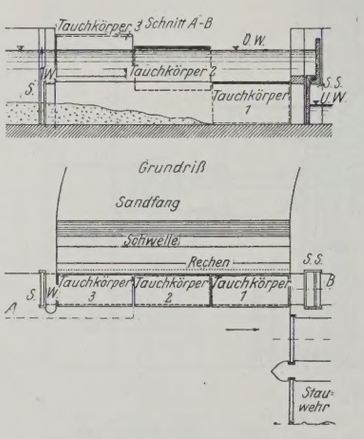
Die Erkenntnis der großen wirtschaftlichen Bedeutung dieser Bahnlinie kommt darin zum Ausdruck, daß sie schon in $3^1/_2$ Jahren in Betrieb genommen werden soll, in welcher Zeit auch noch die gesamte Trassierung der Bahn durchgeführt werden muß.

Die Bahn wird Meterspur erhalten, Steigungen bis zu 3,5 % und Mindesthalbmesser von 100 m haben. Der in der Niederung liegende Teil ist reich an Brückenbauten, im oberen Teil kommt eine Reihe von Tunneln und Viadukten zur Ausführung. Besonders schwierig ist die Überquerung des Kordillerenkammes, der reich an Schroffen ist. In der Magdalenenniederung treten noch beträchtliche klimatische Schwierigkeiten hinzu, so daß der Bau dieser Bahn hohe Anforderungen an technisches Können, tüchtige Leistungen und vorbildliche Organisation stellt.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Geschiebefang für Werkkanäle. Zusatz zum Patent 417 161. (Kl. 84a, Nr. 446 982 vom 20. 8. 1925, von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg.) Um das Reinigen der Rechen von dem angeschwemmten Treibzeug usw. mittels des Geschiebefangs für Werkkanäle nach dem Hauptpatent und mittels der dabei benutzten Tauchkörper zu bewerkstelligen, soll der bei der Spülung vor und unter den Tauchkörpern entstehende Wasserstrom auch zur Fortführung des auf den Rechen abgesetzten Treibzeuges benutzt werden. Das Wasser strömt nach dem Öffnen des Spülschützes ss, sobald der Tauchkörper auf ein gewisses Maß abgesenkt ist, von allen Seiten, also auch vom Rechen her, unter den Tauchkörper und gelangt von dort in das Unterwasser. Hierbei durchfließt das Wasser den Rechen von rückwärts und nimmt dabei das auf dem Rechen abgesetzte Treibzeug mit sich fort ins Unterwasser. Um auch bei mittelhohen und niedrigen Schwellen mit großen Überströmungshöhen den Rechen mit Hilfe des Geschiebefangs reinigen zu können, wird der Fuß des Rechens an die äußerste Kante der Schwelle gerückt und der Rechen selbst senkrecht angeordnet.



INHALT: Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.). — Der Umbau der viergleisigen Eisenbahnbrücke über den Main bei Frankfurt. — Bau zweier Klappbrücken über den Verbindungskanal zwischen Altem und Neuem Hafen zu Bremerhaven. — Erneuerung der eisernen Überbauten der Weserbrücke bei Dreye (Bremen). — Beitrag zur Behandlung beweglicher Belastung. — Über Schwingungsmessungen in der Maschinen- und Bautechnik und ihre Bedeutung für Bauverwaltungen und Bauprüfungsbehörden. — Vermischtes: Neue Kranausrüstung des Hafens von Marseille. — Bau eines Luftschiffhafens in Portland, Oregon. — Amerikanischer Brückenstahl. — Bahnbau in Columbien. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang — BERLIN, 26. Oktober 1928 — Heft 46

Alle Rechte vorbehalten.

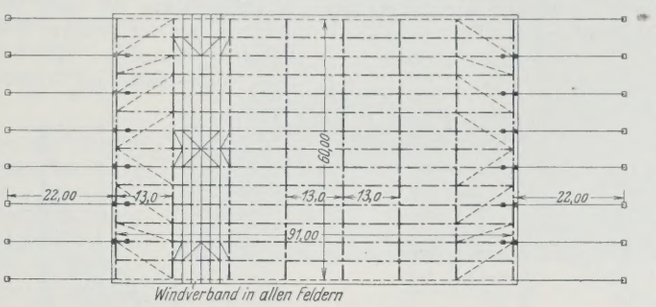
Die Eßlinger Sängerfesthalle 1925.

Von Dr.-Ing. **Seitz**, Oberingenieur der Karl Kübler A.-G., Stuttgart.

Zum ersten Male seit der Zeit vor dem Kriege veranstaltete der Schwäbische Sängerbund im Jahre 1925 wieder ein Sängerfest in größerem Rahmen, wozu Eßlingen a. N. als Feststadt ausersehen war. Die große Zahl der Anmeldungen zum Fest ließ keinen der vorhandenen Säle der Stadt ausreichend erscheinen, und auch eine alte, zerlegbare eiserne Halle des Sängerbundes erwies sich als viel zu klein, außerdem hatte ihr Zustand durch langjährige Lagerung so sehr gelitten, daß sie nur unter Aufwendung erheblicher Kosten in Stand zu setzen gewesen wäre. Die Unterstützung durch die Stadt Eßlingen ermöglichte es der Sängerschaft, den Bau einer einstweiligen Festhalle von allen Anforderungen genügenden Abmessungen zu unternehmen.

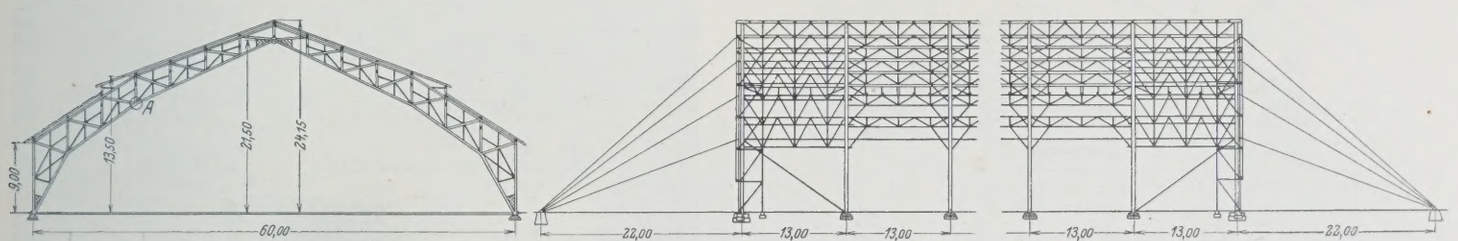
Das Festgelände lag oberhalb der Eßlinger Burg, hoch über dem Neckartal, und gruppierte sich um die dortige Kaserne der Polizeibereitschaft, in deren Hof die große Festhalle errichtet werden sollte. Die Rücksicht auf den Dienstbetrieb der Polizeitruppe erforderte, daß der Aufbau und spätere Abbruch der Halle in möglichst kurzer Zeit durchgeführt und jede Beschädigung der Hoffläche auf daß kleinstmögliche Maß beschränkt wurde. Das Hochbauamt Eßlingen unter Oberbaurat Lempp, das die Bauleitung übernommen hatte, ging darauf aus, den Hallenbau leihweise überlassen zu erhalten. Es zeigte sich jedoch bald, daß eine gebrauchte Halle von genügenden Abmessungen nicht zu finden, vielmehr für diesen Zweck ein neues Bauwerk zu beschaffen war. Wichtig war die Entscheidung, ob der Bau mit Segeltucheindeckung versehen werden oder Pappdach auf Schalung und mit Holz verschalte Wände erhalten sollte. Für das erstere sprach das geringe Eigengewicht des Zelttuches mit nur etwa 1 kg/m² in trockenem, 2 bis 3 kg/m² in nassem Zustande gegenüber etwa 20 kg/m² Eigengewicht von Pappdach und Schalung, wodurch eine wesentlich leichtere Ausbildung aller tragenden Teile ermöglicht wird. Weiter wurde angenommen — und diese Annahme fand durch den Bauvorgang ihre volle Bestätigung —, daß das Anbringen und Entfernen des Segeltuches viel weniger Zeit beansprucht als jede andere Eindeckungsart. Die Lichtdurchlässigkeit der Zeltbedachung machte die Anbringung von Fenstern und Oberlichtern entbehrlich, gleichzeitig konnte bei dieser Ausführungsart eine hinreichende Lüftung durch die Porosität des Stoffs zusammen mit den ohnehin vorhandenen Zugangsöffnungen erzielt werden. Materialverluste, wie sie sich bei der Entfernung eines Pappdaches und auch einer Dachschalung nicht vermeiden lassen, fallen bei Zeltbedachung weg. Es verringert sich dadurch das Risiko, das der Unternehmer mit der Herstellung einer derart großen Halle zu Verleihzwecken übernimmt. Es war von Anfang an klar, daß für die einmalige Verwendung der Halle nicht die ganzen Beschaffungskosten in Rechnung gestellt werden konnten, daß vielmehr deren Abschreibung erst bei zwei- bis dreimaliger Verleihung möglich sein werde. Wenn nun von vornherein mit mehrfacher Verwendung gerechnet werden mußte, um die Beschaffungskosten abzudecken, so mußte um so mehr Wert darauf gelegt werden, durch Verringerung des Eigengewichts künftige Transportkosten zu verkleinern und damit sozusagen den Aktionsradius zu vergrößern, sowie den Auf- und Abbau möglichst einfach und ohne Materialverlust zu gestalten.

Diese Erwägungen führten dazu, daß die Bauleitung sich für eine Zelthalle mit Holztragwerk entschied, deren Ausführung auf Grund eines engeren Wettbewerbs der Karl Kübler A.-G., Stuttgart, in Generalunternehmung in Auftrag gegeben wurde. Das Bauprogramm forderte die Schaffung eines einheitlichen, stützenlosen Raumes für etwa 8000 Sitzplätze und etwa 4000 Stehplätze für Zuhörer, sowie für 12000 Stehplätze für Sänger, wozu im rückwärtigen Teil der Halle ein schräges Podium von etwa 2400 m² eingebaut werden sollte.



Grundriß.

Die Gesamtanordnung des von der Karl Kübler A.-G. stammenden Entwurfs, der für die Ausführung beibehalten wurde, ist aus Abb. 1 ersichtlich. Als Haupttragwerk sind Dreigelenkbinder von 60 m Spannweite gewählt worden, die in 13 m Abstand angeordnet sind. Obwohl die Giebelwände auch ohne Giebelbinder hätten standfest ausgebildet werden können, wurden in beiden Giebeln Normalbinder vorgesehen, einmal weil bis kurz vor Fertigstellung der Halle eine Verlängerung um ein oder zwei Bundfelder vorbehalten blieb, wenn dies die eingehenden Anmeldungen nötig und die verfügbaren Mittel möglich erscheinen ließen. Sodann konnten die Obergurte der Giebelbinder als Gurtungen der Windverbände in den Endfeldern benutzt werden. Die Firsthöhe der Halle beträgt 23 m. Die Auflager der Binder wurden durch Schwellenroste gebildet, die etwa 0,6 m tief in das Gelände eingegraben waren (Abb. 2). Der wagerechte Schub der Binder aus senkrechter Last, der sich nach der



Querschnitt. Abb. 1. Längsschnitt.

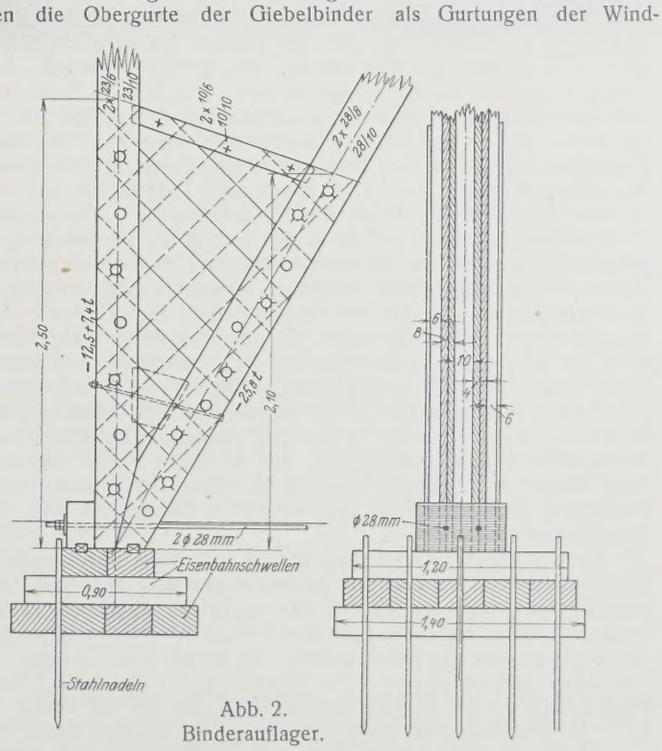


Abb. 2. Binderauflager.

Berechnung auf höchstens 7,4 t belief, wurde durch eiserne Zugstangen von 2×28 mm Querschnitt aufgenommen, die mit Spannschlössern gestoßen und um wenige Zentimeter in die Hofoberfläche eingegraben wurden.

Die statische Berechnung und Werkpläne wurden im Auftrage der Baupolizei geprüft durch Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz von der Technischen Hochschule Stuttgart, der während der Entwurfbearbeitung wertvolle Anregungen gab.

Bei der statischen Berechnung wurden entsprechend dem behelfsmäßigen Charakter des Baues die zulässigen Spannungen um 25% gegenüber den sonst üblichen der Preußischen Bestimmungen erhöht. Druckstäbe wurden nach der Eulerformel, und zwar mit $J = 70\,P\,l^2$ bemessen. Schneelast wurde nicht berücksichtigt, dagegen wurde der Winddruck auf das Dach mit 125 kg/m², auf die Wände mit 100 kg/m² bezw. über 15 m Höhe mit 150 kg/m² in Rechnung gestellt. Für die Giebelwände wurde außerdem, da der Wind durch die teilweise offenen unteren Wandflächen ins Hallen-innere eindringen konnte, ein nach außen gerichteter Winddruck von 30 kg/m² bis 15 m Höhe, darüber von 50 kg/m² angesetzt.

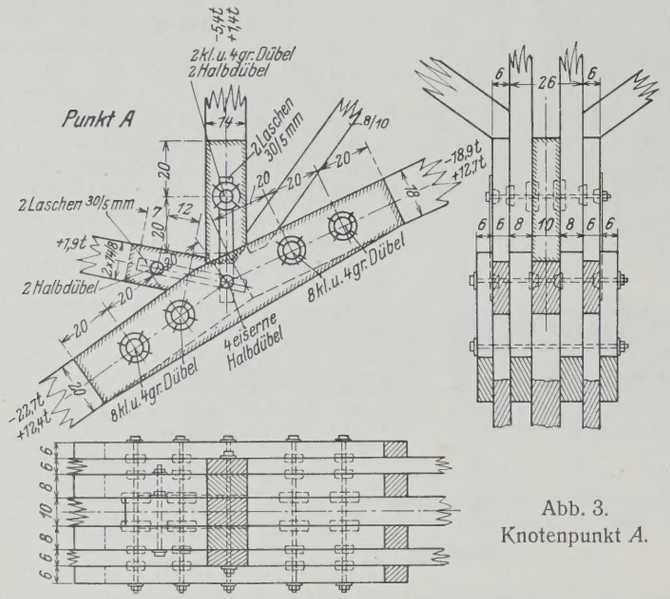


Abb. 3.
Knotenpunkt *A*.

Die Binderform erwies sich als sehr wirtschaftlich, da trotz der großen Spannweite und Bundweite die Gurtkräfte der Binder 26,6 t Druck und 14,5 t Zug nirgends überschritten. Die Gurtstäbe erhielten durchweg dreiteiligen Querschnitt, bei dem die äußeren Hölzer meist 6 cm, das mittlere 10 cm stark gewählt wurden. Die größte Abmessung wies der erste Untergurtstab am Auflagergelenk mit $2 \times 8/28 + 10/28$ cm auf. Bei allen Stäben war der Einfluß der Windkräfte ausschlaggebend. Er machte fast überall 80% der größten Stabkräfte oder mehr aus. Bei den Stabanschlüssen (Abb. 3) wurden beiderseits leicht konische Eichholzrunddübel verwendet, von denen zwei Größen mit einer Tragfähigkeit von 1000 und 2000 kg parallel zur Faser bei der Kübler-Bauweise gebräuchlich sind.

Die Pfetten wurden bei 13 m Spannweite als Fachwerkträger ausgebildet. Gurtungen und gedrückte Füllglieder erhielten einteilige Querschnitte, die Zugdiagonalen sind zweiteilig und je nach Größe der Stabkraft mit großen oder kleinen Hartholzdübeln angeschlossen. Um die Untergurte der Dreigelenkbinder, die im wesentlichen auf Druck beansprucht sind, gegen Ausknicken aus der Binderebene zu sichern, sind Büge zwischen Binderuntergurt und Pfettenuntergurt angeordnet, die gegen die Traufe entsprechend der zunehmenden Konstruktionshöhe der Binder steiler gestellt sind. In den Endfeldern wurde dieser Versteifung vermehrte Bedeutung beigemessen, und es wurde hier die Bauhöhe der Fachwerkpfetten bis auf das Maß des jeweiligen Gurtabstandes der Binder vergrößert, um so zugleich den einseitigen Druck der Büge auf die Giebelbinder zu vermeiden.

Da bei der Art der Dachabdeckung mit keinerlei Versteifung des Tragsystems durch die Dachhaut gerechnet werden konnte, und die Halle zudem durch ihre Lage dem Winde in hohem Maße ausgesetzt war, mußte der Windaussteifung volle Aufmerksamkeit geschenkt werden. In der Richtung quer zur Halle konnten die Binder ohne weiteres die anfallenden Kräfte aufnehmen. Zur Überleitung der durch die Längswandpfosten nach der Traufe übertragenen Windkräfte auf die Binder wurden unter der Sparrenlage Verbände eingelegt. Des weiteren wurde ein ähnlicher Verband entlang dem Dachfirst angeordnet, um den durch Windkräfte entstehenden Schub in der Sparrenlage auf die Binder zu übertragen.

Für die Aufnahme der Winddrücke auf die Giebel kamen wegen der Gründungskosten eingespannte Stützen nicht in Frage. Es waren vielmehr ursprünglich Giebelstützen vorgesehen, die als frei aufliegende Balken sich unten gegen einen mit Stahlnadeln gesicherten Schwellenrost, oben gegen einen Windverband unter der Dachhaut lagern sollten. Die Berechnung des räumlichen Verbandes, dessen Gurtungen durch die Obergurte der äußersten und vorletzten Binder gebildet werden sollte, ergab jedoch die Notwendigkeit, die Binderfüße in den vier Ecken der Halle gegen Zugkräfte von nicht weniger als 50 t bei eineinhalbfacher Standsicherheit zu verankern, da die Eigengewichtsauflasten sehr gering waren. Die Unwirtschaftlichkeit einer derartigen Anordnung ist augenfällig, und es wurde deshalb eine andere Art der Versteifung gewählt. Die Giebelstützen wurden jeweils an ihrem oberen Ende durch Drahtseile gegen Betonfundamente verankert, die in etwa 22 m Abstand von der Giebelwand außerhalb der Halle eingebaut wurden. Der äußere Stiel der Stützen bekam dadurch einen zusätzlichen Druck, dessen Aufnahme aber keine Schwierigkeiten bereitete. Obwohl für die Berechnung dieser Windaussteifung die volle Windkraft in Ansatz gebracht wurde, wurde überdies der vorerwähnte Windverband in den äußersten Binderfeldern trotzdem angeordnet, aber nur für ein Drittel der Windkräfte bemessen. Eine Saugwirkung des Windes auf die Giebel wurde insofern berück-

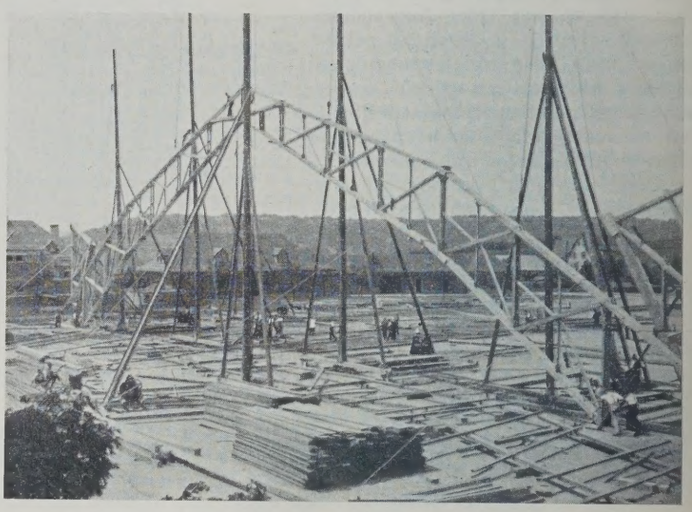


Abb. 4. Aufbau des ersten Binders. Länge = 60 m.

sichtigt, als sämtliche Pfetten an den Auflagern über den Bindern durch Eisenlaschen zugfest verbunden wurden, so daß solche Kräfte von einem Giebel zum anderen und damit auf die Drahtseilverankerung übergeleitet werden konnten.

Die Sparrenlage und die Aufteilung der Wände konnte sehr weitmaschig angeordnet werden, da zur Befestigung der Zeltbahnen erfahrungsgemäß Traghölzer in Entfernungen von bis zu 4 m genügen. Für die Dacheindeckung wurden Zeltbahnen von normal 4,5 m Breite, neben den Giebeln von 5 m Breite verwendet, die auf beiden Seiten auf verstärkten Sparren befestigt und in der Mitte der Breite auf leichteren Sparren lose aufgelegt waren. Die einzelnen Zeltbahnen gingen vom First bis zum Lüftungsschlitz in der Dachfläche bezw. von da bis zur Traufe durch. Im First und an der Traufe sowie ober- und unterhalb des Lüftungsschlitzes waren Anfang und Ende der Zeltbahnen auf Längsbrettern befestigt. Die Felderteilung des Holzwerks der Giebel war wagerecht und senkrecht 4 m. Die Längswände hatten alle 3 m Pfosten von 14/28 cm, in die in 4 m Höhe Riegel eingezapft waren. Während der darüberliegende Wandteil mit Segeltuch bespannt war, wurde unterhalb der Riegel der ganze Zuhörerraum mit beweglichen Vorhängen ausgestattet, so daß für Ein- und Ausgänge in reichlichem Maße gesorgt war. Die ganze Segeltuchausrüstung der Halle wurde von der auf diesem Gebiet führenden Firma L. Stromeyer & Co., Konstanz, geliefert und angebracht. Sämtliches Material war für diesen Verwendungszweck neu angefertigt, und zwar wurde für die Dacheindeckung ein extra starkes, gelbes Leinensegeltuch geliefert, während die Wandbespannung aus etwas leichterem Baumwollzeltstoff bestand.

Das Podium für die Sänger erstreckte sich auf die ganze Hallenbreite und eine Tiefe von drei Binderfeldern, also 39 m. Es war durch breite Treppen von der Rückseite der Halle und von den Seiten her zugänglich. Seine Ausführung besorgten örtliche Zimmergeschäfte.

Für die Baustelleneinrichtung und die Montage stand wegen vorhergehender Streiks nur die Zeit vom 9. bis 30. Juni 1925 zur Verfügung. Die letzten drei Tage vor Beginn des Festes mußten für Anbringen der Beleuchtung und Verzierungen sowie für Einbau der Bestuhlung verfügbar sein. Die Montage ging in der Weise vor sich, daß zunächst von zwei Mannschaften die beiderseitigen Binderauflager zugerichtet und die unteren Binderteile bis zur Traufhöhe aufgestellt wurden (Abb. 4). Von einer

weiteren Mannschaft wurden sodann die beiden restlichen Binderhälften von der Traufe bis zum Firstgelenk getrennt zusammengebaut, je mit zwei Richtbäumen senkrecht gestellt und im Firstgelenk verbunden. Darauf wurde das 60 m lange Tragwerk mit den vier Masten um etwa 9 m gehoben und auf die Fußstücke aufgesetzt. Der erste Binder wurde vorläufig gegen die schon erwähnten Betonfundamente außerhalb des Giebels mit Drahtseilen verankert. Außerdem waren in Hallenmitte unter dem dritten Binder zwei Betonfundamente angelegt worden, gegen die der Binder in umgekehrter Richtung verspannt werden konnte. Die späteren Binder wurden durch die inzwischen montierten Pfetten gegen den Giebelbinder abgestützt (Abb. 5). Nach Aufstellen der Giebelstützen wurden die äußeren Drahtseile vom Binder gelöst und an den Stützen festgemacht. Beim Hochziehen des zweiten und dritten Binders mußten die nach dem Halleninnern gerichteten Spannseile für kurze Zeit gelöst werden, für die ganze übrige Zeit aber war die Hallenkonstruktion, auch wenn die übrigen Windaussteifungen noch nicht angebracht waren, sicher verankert. Es hat sich in den letzten Jahren des öfteren gezeigt, daß auf zuverlässige Verankerungen im Baustadium zu wenig Wert gelegt wird. Die hier verwendete Drahtseilabspannung gegen Betonfundamente hat den Vorzug, eine einfache und verläßliche Befestigung sowohl an der Binderkonstruktion wie am Fundament zu ermöglichen und erhebliche Kräfte aufnehmen zu können. Da sie nur zugfest ist, muß sie nach zwei Richtungen angewandt werden. Trotzdem verdient sie unbedingt den Vorzug vor der im Zimmerhandwerk üblichen Strebenabsteifung, bei der die Befestigung gegen das Tragwerk in der Regel mit Bauklammern in minder zuverlässiger Weise geschieht. Zudem ist die Druckfestigkeit bei den in Betracht kommenden Knicklängen meist sehr gering und die häufig angewandte Verankerung gegen in das Erdreich eingetriebene Pfähle recht fragwürdig. Unter den zahlreichen, während des Aufbaues, des Bestehens und des Abbaues eingetretenen Gewitterstürmen hat sich die Windaussteifung bestens bewährt.

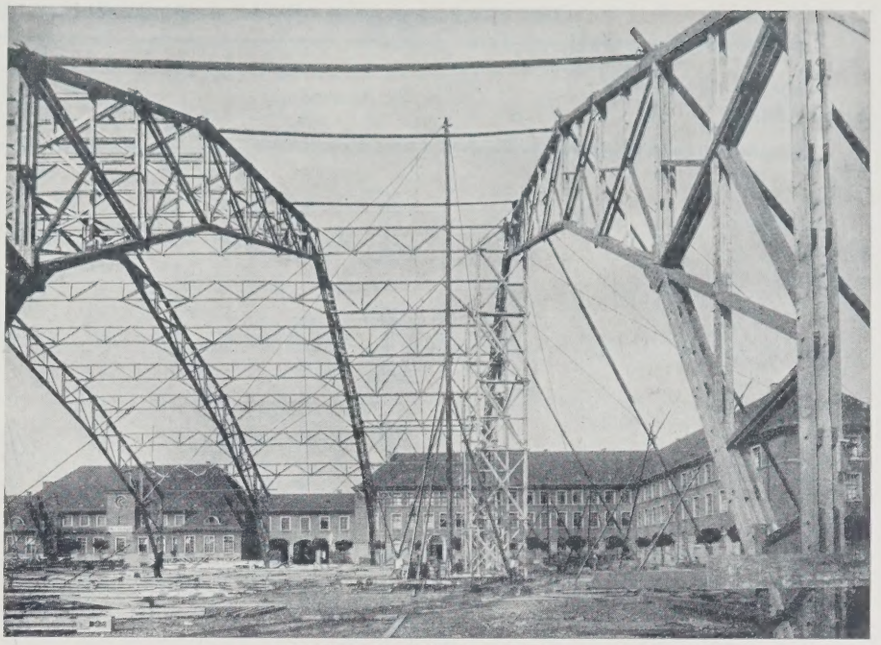


Abb. 5. Erstes Binderfeld im Bau.

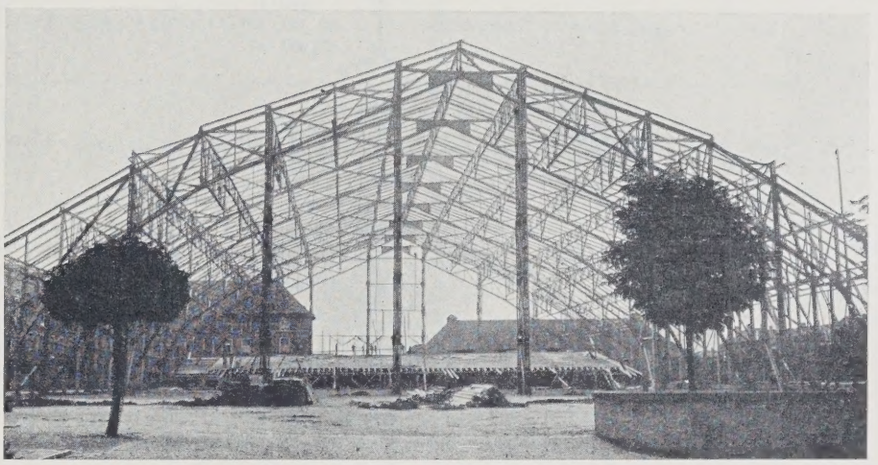


Abb. 6. Fertiges Tragwerk vor Beginn der Eindeckung.

Wegen des damaligen Mangels an Facharbeitern, der durch die allgemein lebhafte Bautätigkeit verursacht und durch die gleichzeitige Errichtung umfangreicher Ausstellungsbauten in Stuttgart verschärft wurde, mußte das zur Verfügung stehende Personal aufs äußerste angespannt werden. Die Arbeitszeit betrug bis zu 16 Stunden täglich, und auch an Sonntagen wurde gearbeitet. Nach entsprechender Einarbeitung konnte täglich ein Binder aufgestellt werden. Das Haupttragwerk war nach 16 Arbeitstagen fertiggestellt, die Segeltucheindeckung des Daches und der Wände mit zusammen rd. 10000 m² wurde innerhalb 6 Tagen aufgebracht. Zum Befestigen des Zelttuches auf den Sparren wurden verzinkte Dachpappestifte benutzt. Es hat sich gezeigt, daß diese Stifte bei dem außergewöhnlich starken Zeltstoff, der am Rande zudem doppelt gesäumt war, nicht mehr genügend tief in die Sparren eindrangen, um die Eindeckung auch bei ungewöhnlicher Beanspruchung festzuhalten. Am ersten Abende des Festes wie an den beiden vorhergehenden Abenden waren wolkenbruchartige Gewitterregen niedergegangen, die die zuvor straff gespannte Eindeckung wesentlich lockerten, zum Teil von den Sparren lösten und unter der Wirkung des Sturmes auf- und niederklatschen ließen. So konnte es kommen, daß während einer Veranstaltung am zweiten Tage des Festes der Wind eine Naht der Eindeckung auf große Länge aufriß und den benachbarten Sparren unter der Wirkung des einseitigen Zuges von der Pfette losriß und abstürzen ließ, glücklicherweise ohne jemand zu verletzen. Es ergibt sich daraus die Notwendigkeit, künftig in ähnlichen Fällen durch eine haltbarere Befestigung der Zeltbahnen, die ohne große Mehrkosten durchführbar ist, allen Möglichkeiten der Ungunst des Wetters Rechnung zu tragen.

Sonst hat sich die Segeltucheindeckung und die Hallenkonstruktion gut bewährt. Die Beleuchtung in der Halle war sehr gleichmäßig und gut ausreichend. Auch die Lüftung war trotz des Massenbesuches bei heißer Witterung einwandfrei. Sehr erfreulich war, daß in akustischer Hinsicht das Bauwerk alle hochgespannten Erwartungen durchaus erfüllt und so zum Gelingen des Festes zu seinem Teil beigetragen hat. Leider hat sich die Hoffnung der Unternehmerfirma und derzeitigen Besitzerin der Halle, diese anderweitig wieder verwenden und dadurch die Gestehungskosten allmählich abdecken zu können, bisher nicht erfüllt. Die Kosten für An- und Abtransport, die Aufstellung und den Wiederabbruch, der in Eßlingen wenige Tage nach dem Fest in Angriff genommen werden mußte, beliefen sich einschließlich der Leihkosten, auch der Eindeckung, auf rund 85 000 R.-M. Bei künftiger Wiederverwendung werden sich die Kosten je nach den Frachtaufwendungen in ähnlicher Höhe oder etwas niedriger stellen, sie haben bisher mehrfach ein Hindernis für die erneute Aufstellung gebildet.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.).

Von Reichsbahnoberrat **Lewerenz**, Königsberg.

(Fortsetzung aus Heft 45.)

IV. Die Binder.

Baustoff: St 48.

Wegen der — später behandelten — künstlichen Gründung auf Betonpfählen wurde einem statisch bestimmten System (Dreigelenkbogen) der Vorzug gegeben. Besonderer Wert wurde auf eine das Schönheitsgefühl befriedigende Binderform gelegt. Die Binder durften mit Rücksicht auf das tieferliegende Empfangsgebäude nicht zu hoch werden, um dessen architektonische Wirkung nicht zu erdrücken. Auch zwang das mit häufigen und heftigen Stürmen gesegnete Klima zur möglichsten Verminderung der Windangriffsflächen. Anderseits durften die Binder nicht zu flach werden, wenn die einwandfreie Entwässerung der Dachflächen nicht in Frage gestellt und der wagerechte Schub nicht zu ungünstig werden sollte. Der schräge Anlauf der Stützen ist begrenzt durch die Form des Lichtraumprofils. Eine Binderform mit größtenteils gerad-

Tafel 2a. **Zusammenstellung: Außenbinder äußere Hälfte St 48 $\sigma_{zul} = 1{,}560$ t/cm².**

Quer-schnitt	Ohne Wind M tm	Ohne Wind N t	Querschnitt	ω	W_n cm³ / F cm²	$\sigma_b = \frac{Mb}{W_n}$	$\sigma_k = \frac{\omega N}{F}$	$\sigma_{max} = \sigma_b + \sigma_k$
A D	0	— 65,2	500 · 15 4 L 150 · 150 · 18	2,51	3 539 279,0	0	— 0,587	— 0,587
20′	— 209,7	— 64,2	1040 · 15 4 L 150 · 150 · 18 2 · 350 · 24	1,68	16 924 528,0	— 1,239	— 0,204	— 1,443
20	— 364,4	— 63,0	1250 · 15 4 L 150 · 150 · 18 2 · 350 · 36	1,11	25 570 643,5	— 1,425	— 0,109	— 1,534
21	— 287,8	— 76,8	1250 · 15 4 L 150 · 150 · 18 2 · 350 · 24	1,065	21 220 559,5	— 1,355	— 0,146	— 1,501
22	— 249,1	— 70,7	1150 · 15 4 L 150 · 150 · 14 2 · 350 · 24	1,073	17 550 501,7	— 1,420	— 0,151	— 1,571
23	— 188,1	— 66,5	1000 · 15 4 L 150 · 150 · 14 2 · 350 · 24	1,072	14 772 479,2	— 1,273	— 0,149	— 1,420
24	— 127,7 — 125,1	— 54,2	950 · 15 4 L 150 · 150 · 14 2 · 350 · 12	1,094	10 575 387,7	— 1,184	— 0,183	— 1,367
25	— 86,2	— 53,3	850 · 15 4 L 150 · 150 · 14 2 · 350 · 12	1,089	9 180 372,7	— 0,939	— 0,156	— 1,095
26	— 49,2	— 52,6	780 · 15 4 L 150 · 150 · 14	1,158	5 541 278,2	— 0,887	— 0,219	— 1,106
27	+ 33,4 + 33,5	— 45,9 — 41,5	700 · 15 4 L 150 · 150 · 14	1,171	4 765 266,2	— 0,701	— 0,202	— 0,903
28	+ 17,2 + 17,4	— 34,9 — 32,3	600 · 15 4 L 150 · 150 · 14	2,47	3 839 251,2	— 0,448	— 0,343	— 0,791
29	0	— 50,8	530 · 15 4 L 150 · 150 · 14	2,32	3 222 240,7	0	— 0,490	— 0,490

linigen Armen befriedigte wegen des sprunghaften Übergangs in die scharfe Kämpferkrümmung sehr wenig. Auch eine korbbogenartige Form gab kein glückliches Bild (zu weichlich). Nach mehrmaligen Versuchen wurde unter Beachtung aller obenerwähnten Gesichtspunkte die in Abb. 19 wiedergegebene flache Spitzbogenform gefunden, deren Krümmung von den Kämpfern nach dem Scheitel zu stetig abnimmt.

Hierbei hat die Mittelhalle eine Scheitelhöhe von 15,65 m, die Seitenhalle eine solche von 13,67 m über den Fußgelenken erhalten. Nach Festlegung der Bindermittellinien wurde nach gleichen Gesichtspunkten die Linienführung der Gurtungen ermittelt. Die Stegblechhöhe schwankt beim Mittelbinder vom 0,60 m bis 1,40 m, beim Seitenbinder von 0,55 bis 1,25 m.

Da die Pfetten als Träger auf 7 bezw. 8 Stützen ausgebildet sind, fallen sämtliche Stützendrücke und damit sämtliche Binderbelastungen

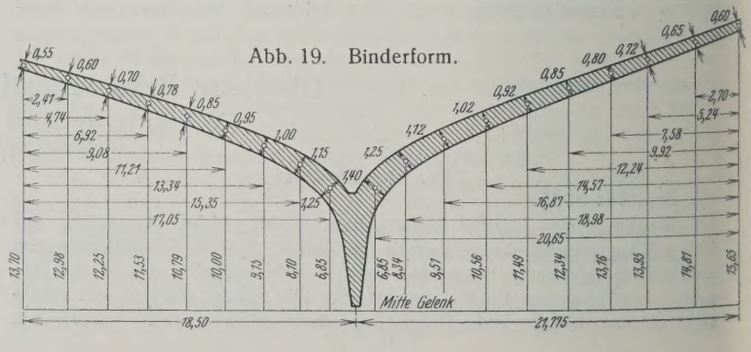


Abb. 19. Binderform.

Tafel 2b. **Zusammenstellung: Außenbinder innere Hälfte St 48 $\sigma_{zul} = 1{,}560$ t/cm².**

Quer-schnitt	Ohne Wind M tm	Ohne Wind N t	Querschnitt	ω	W_n cm³ / F cm²	$\sigma_b = \frac{M\,b}{W_n}$	$\sigma_k = \frac{\omega\,N}{F}$	$\sigma_{max} = \sigma_b + \sigma_k$
29′	0	— 50,8	530 · 12 4 ∟ 150 · 150 · 14	2,20	3 100 224,8	0	— 0,498	— 0,498
30	+ 60,9 + 59,8	— 35,3 — 43,6	600 · 12 4 ∟ 150 · 150 · 14 2 · 350 · 10	1,58	5 390 303,2	— 1,110	— 0,227	— 1,337
31	+ 119,8 + 117,9	— 35,1 — 43,4	700 · 12 4 ∟ 150 · 150 · 14 2 · 350 · 20	1,077	8 570 385,2	— 1,398 — 1,375	— 0,098 — 0,121	— 1,496
32	+ 135,5 + 131,6	— 46,5 — 56,8	780 · 12 4 ∟ 150 · 150 · 14 2 · 350 · 20	1,068	9 770 394,8	— 1,387	— 0,126	— 1,513
33	+ 132,2	— 46,8	850 · 13 4 ∟ 150 · 150 · 14 2 · 350 · 20	1,068	10 840 403,2	— 1,220	— 0,124	— 1,344
34	+ 113,1	— 47,3	950 · 12 4 ∟ 150 · 150 · 14 2 · 350 · 10	1,094	9 660 345,2	— 1,172	— 0,150	— 1,322
35	+ 79,6 + 79,0	— 44,5 — 48,4	1000 · 12 4 ∟ 150 · 150 · 14	1,164	7 405 281,2	— 1,067	— 0,200	— 1,267
36	+ 33,1 + 38,4	— 47,2 — 51,2	1150 · 12 4 ∟ 150 · 150 · 14	1,170	8 950 299,2	— 0,426	— 0,185	— 0,611
37	+ 3,3 bezw. + 2,0 + 2,7	— 52,6 — 65,8 — 56,4	1250 · 12 4 ∟ 150 · 150 · 14	1,156	10 030 311,2	0,020	— 0,245	— 0,265
B_1	0	— 65,8	1250 · 12 4 ∟ 150 · 150 · 14	1,004	10 030 311,2	0	— 0,212	— 0,212

verschieden aus (Abb. 20). Zur Vereinfachung der Konstruktion sind die in ihrer Belastung nur wenig voneinander abweichenden Binder gleich stark bemessen und die sämtlichen Binder zu drei Gruppen zusammengefaßt:

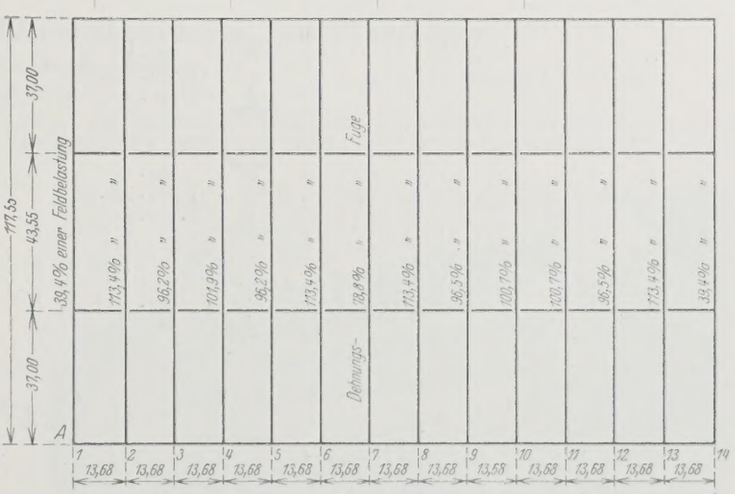
Gruppe 1 . . . . Binder 2, 6, 8 und 13.
Gruppe 2 . . . . Binder 3 bis 5, 7, 9 bis 12.
Gruppe 3 . . . . Binder 1 und 14.

Die Gruppe 2 unterscheidet sich von der Gruppe 1 nur dadurch, daß die Binder zu 2 dünnere Gurtplatten haben. Anzahl und Länge der Gurtplatten sowie der sonstige Querschnitt sind genau gleich. Für die Pfettenauflagerung wird bei den Bindern zu 2 ein Ausgleichfutter aufgelegt.

Unregelmäßig sind die Binder 2 und 3 in der Seitenhalle C—D, da die Fußgelenke wegen der Abfangung hoch liegen. Auf die sehr umfangreiche Binderberechnung kann hier nicht näher eingegangen werden. Das Ergebnis ist auszugweise in den Tafeln 2a bis 2c zusammengestellt, enthaltend die größten Momente, Längskräfte, die Querschnittabmessungen sowie die größten Beanspruchungen für Bindergruppe 1.

Die konstruktive Durchbildung der Binder ist aus Abb. 21 (Mittelbinder) ohne weitere Erläuterung zu erkennen.

Besonders eigenartig sind die statischen Verhältnisse bei den Schürzenbindern 1 und 14. Wie im Abschnitt I erläutert ist, muß bei Binder 1 die Stütze D abgefangen werden. Das Fußgelenk D wird hochgelegt und stützt sich auf den Riegel R (Abb. 22). Die senkrechte Seitenkraft des



Die Binder 2, 6, 8 u. 13 sind in eine Gruppe, die Binder 3, 4, 5, 7, 9, 10, 11 u. 12 in eine zweite Gruppe, und die Binder 1 u. 14 in eine dritte Gruppe zusammengefaßt.

Die angegebenen Prozentzahlen beziehen sich auf das Eigengewicht der Dachhaut u. die Schneebelastung.

Abb. 20.

Tafel 2c. **Zusammenstellung: Mittelbinder St 48 $\sigma_{zul} = 1{,}560$ t/cm².**

Quer-schnitt	Ohne Wind M tm	Ohne Wind N t	Querschnitt	ω	W_n cm³ / F cm²	$\sigma_b = \frac{M\,b}{W_n}$	$\sigma_k = \frac{\omega\,N}{F}$	$\sigma_{max} = \sigma_b + \sigma_k$
B	0	— 185,1	500 · 12 4 L 150 · 150 · 18 2 · 350 · 12	1,67	5 101 348,0	—	— 0,888	— 0,888
38′	— 84,1	— 185,1	1300 · 12 4 L 150 · 150 · 18 2 · 350 · 12	2,06	7 046 444,0	— 0,494	— 0,858	— 1,352
38	— 134,7	— 181,4	1500 · 12 4 L 150 · 150 · 18 2 · 350 · 12	2,16	20 409 468,0	— 0,660	— 0,837	— 1,497
39	— 153,8	— 95,3	1400 · 12 4 L 150 · 150 · 18 2 · 350 · 12	1,094	18 710 456,0	— 0,822	— 0,229	— 1,051
40	— 127,8	— 90,9	1250 · 12 4 L 150 · 150 · 16 2 · 350 · 12	1,108	15 329 416,8	— 0,834	— 0,242	— 1,076
41	— 91,0	— 68,0	1120 · 12 4 L 150 · 150 · 16	1,198	9 470 317,2	— 0,962	— 0,257	— 1,219
42	+ 64,9	— 58,0	1020 · 12 4 L 150 · 150 · 16	1,190	8 340 305,2	— 0,778	— 0,226	— 1,004
43	+ 107,9	— 57,4	920 · 12 4 L 150 · 150 · 16 2 · 350 · 10	1,112	9 900 363,2	— 1,090	— 0,176	— 1,266
44	+ 133,7 + 133,2	— 56,8 — 62,6	850 · 12 4 L 150 · 150 · 16 2 · 350 · 22	1,082	11 898 438,8	— 1,120	— 0,155	— 1,275
45	+ 142,0	— 62,1	800 · 12 4 L 150 · 150 · 16 2 · 350 · 22	1,080	11 058 432,8	— 1,284	— 0,155	— 1,439
46	+ 130,0	— 61,8	720 · 12 4 L 150 · 150 · 16 2 · 350 · 22	1,58	9 735 423,2	— 1,335	— 0,231	— 1,566
47	+ 66,2	— 48,9	650 · 12 4 L 150 · 150 · 16 2 · 350 · 10	1,80	6 370 330,8	— 1,040	— 0,266	— 1,306
48	0	— 67,5	580 · 12 4 L 150 · 150 · 16	2,78	252,4	—	— 0,44	— 0,44

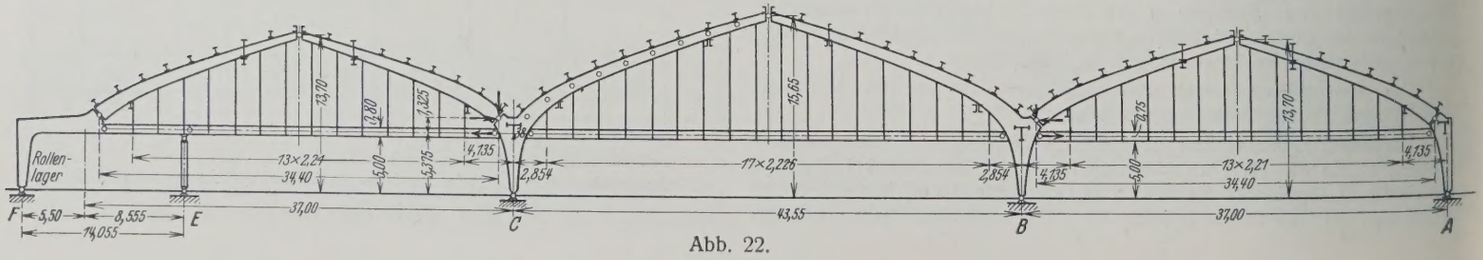


Abb. 22.

Kämpferdrucks bei D wird von der Pendelstütze E und der Rahmenstütze F (Rollenlager) übernommen, die wagerechte Seitenkraft wird vom Riegel R unmittelbar in das gelenkig angeschlossene Zugband Z_a geleitet, weil die Stützen E und F sich über Tunnelräumen befinden und auf schlanken Betonpfeilern ruhen, die keine Seitenkräfte aufnehmen können. Der abgefangene Seitenbinder ist statisch bestimmt, ebenso die Abfangkonstruktion. Da das Zugband Z_a den auf die Stütze C

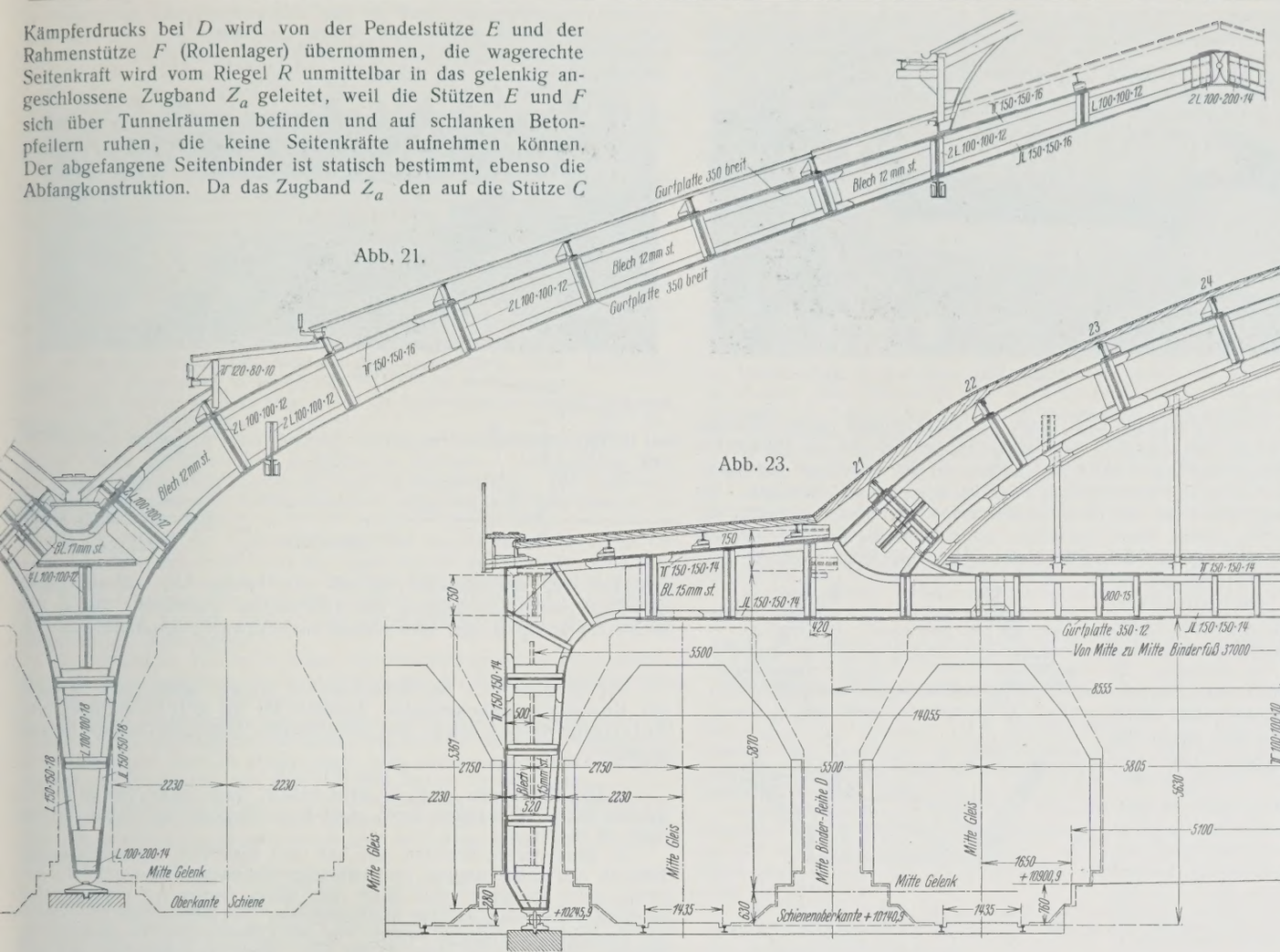


Abb. 21.

Abb. 23.

wirkenden wagerechten Bogenschub des Seitenbinders aufhebt, erhält der Mittelbinder ebenfalls ein Zugband (Z_m), wodurch ein ungünstiger Seitenschub des Mittelbinders auf das Fundament C vermieden wird. Das Zugband ist gelenkig angeschlossen, so daß der Mittelbinder nur einfach statisch unbestimmt wird. Aus gleichem Grunde (Vermeidung einseitigen Bogenschubes) mußte auch der rechte Seitenbinder ein Zugband erhalten, jedoch wird dieser Binder dadurch statisch bestimmt, daß er oberhalb des Angriffspunktes des Zugbandes ein Federgelenk erhält. Zwar hätte man von den beiden Mittellagern B und C eines als Rollenlager ausbilden können, um jede statische Unbestimmtheit auszuschließen, es erschien aber nicht ratsam, die beträchtlichen Windkräfte nur einem Lager zuzuweisen, weshalb die statische Unbestimmtheit dafür in Kauf genommen wurde. Nicht ganz einfach war es, das unnormale Stück des Binders 1 mit dem Abfangrahmen in ästhetisch befriedigender Weise durchzukonstruieren. Daß es doch einigermaßen gelungen ist, zeigt Abb. 23. Die Durchführung des Zugbandes bei sämtlichen Schürzenbindern bietet übrigens den weiteren Vorteil, daß es nicht nötig ist, die steife Glasschürze durch eine in der Mitte liegende senkrechte Bewegungsfuge zu unterbrechen. Diese wäre ohne Einbau des Zugbandes erforderlich gewesen, um die Dreigelenkbogenwirkung nicht zu unterbinden. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die Auswechslung von eisernen Eisenbahnbrücken mit Kranwagen.

Von Dr.-Ing. **K. Schaechterle,** Stuttgart.

(Schluß aus Heft 44.)

Hierauf folgte das Ablaschen des Hauptgleises an den Schildmauern, das Anheben des neuen Überbaues und das Zurückfahren eines Rollwagens hinter die Schildmauern (Abb. 24). Der andere Rollwagen blieb auf dem alten Überbau stehen und wurde nachher mit dem Krane auf den neuen

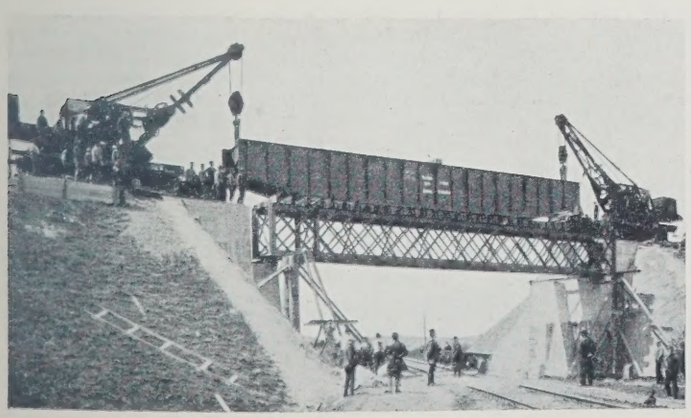


Abb. 24.

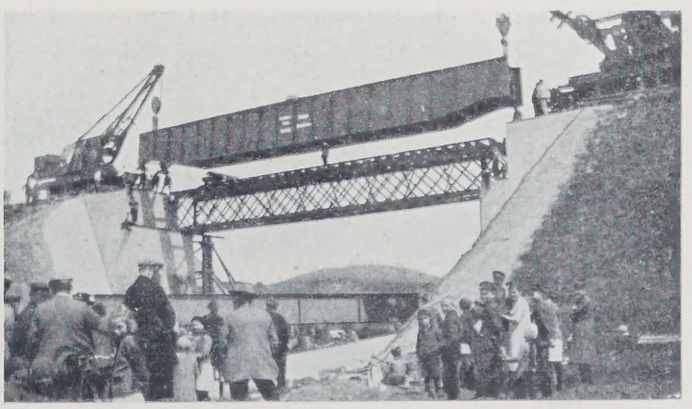


Abb. 25.

Abb. 26.

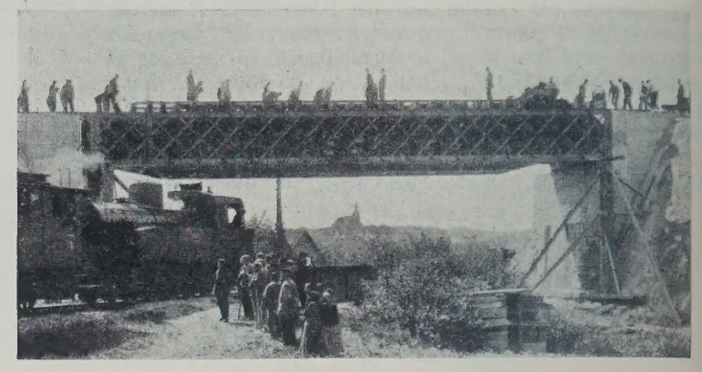


Abb. 27.

Überbau herübergehoben. Unter dem frei schwebenden neuen Überbau wurde nun der alte Überbau mit Kabelwinde seitlich auf das Hilfsgerüst verschoben (Abb. 25) und der neue Überbau auf die Widerlager abgesenkt (Abb. 26 u. 27). Die Auswechslung war in $1^1/_2$ Stunden vollzogen. Da im vorliegenden Falle das Gewicht des neuen Überbaues mit 50 t der Tragkraft der beiden Krane entsprach, so mußten die neuen Schwellen und Schienen auf der Baustelle nachträglich aufgebracht werden, was weitere $1^1/_4$ Stunden erforderte. Die noch zur Verfügung stehende Zeit wurde dazu ausgenutzt, den alten Überbau zu verladen. Er wurde mit ausgeschwenkten Auslegern gefaßt, durch Kran I bis über Gleismitte eingeschwenkt und auf den dort bereitgestellten Rollwagen I abgesetzt, während gleichzeitig Kran II in entgegengesetzter Richtung ausschwenkte, um Schrägzug zu vermeiden (Abb. 28). Bei dem nun folgenden Einschwenken durch Kran II konnte sich das abgesetzte Brückenende auf dem Drehgestell des Rollwagens I einstellen, außerdem mit den Rollwagen in der Gleisachse so weit vorschieben, daß die senkrechte Lage des Aufhängeseils von Kran II dauernd erhalten blieb. Sobald der Ausleger des Krans II über der Gleisachse angelangt war, wurde das noch frei schwebende Brückenende auf den zweiten Rollwagen abgesenkt (Abb. 29 u. 30). Nach Einsetzen der Steifkuppeln zwischen den entlasteten Kranen und belasteten Rollwagen verließ der Arbeitszug die Baustelle und traf genau 4 Stunden nach der Abfahrt auf Bahnhof Hechingen wieder ein.

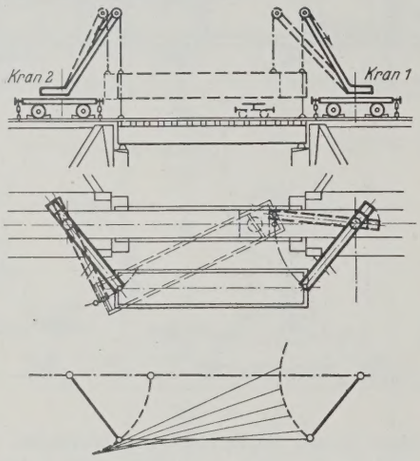


Abb. 28.

VI. Verfahren.

Sind zwei Gleise zur Verfügung, in denen je ein Kranwagen steht, so kann die Brücke $a_1 - b_1$ etwa aus dem Gleis I in das Gleis II derart gehoben werden, daß Kran A von a_1 nach a_3 und Kran B gleichzeitig von b_1 nach b_3 schwenkt, so daß die Last in die Endrichtung $a_3 - b_3$ kommt. Die Abb. 31 zeigt wieder einige Zwischenlagen, aus denen ersichtlich ist, daß Ausleger A beim Beginn der Verschwenkung einen

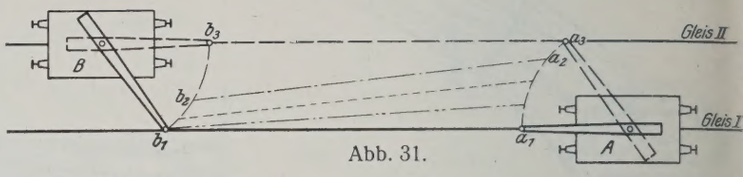


Abb. 31.

größeren Weg zurückzulegen hat als der Ausleger B, während gegen das Ende der Lastbewegung das Umgekehrte geschieht. Dabei tritt weder ein Schrägzug auf, noch müssen die Kranwagen verschoben werden.

Für die beim Aus- und Einheben von Brücken sowie beim Verladen mit Kranwagen vorkommenden Arbeiten hat die R. B. D. Stuttgart eine Anleitung an ihre Ämter und Dienststellen folgenden Inhalts herausgegeben:

Allgemeines.

1. Die Kranwagen sind in allen Fällen, auch wenn sie an Unternehmer vermietet werden, durch einen Kranwärter der Deutschen Reichsbahn zu bedienen.

2. Schwierigere Arbeiten wie Aus- und Einheben, Verschieben von Brücken und Brückenteilen und Hilfskonstruktionen sind durch die Betriebs- oder Bauämter und durch die hierzu besonders abgeordneten Beamten des Brückenbureaus zu überwachen. Der Bahnmeistereivorsteher hat grundsätzlich zugegen zu sein und die Erfordernisse des Betriebs zu wahren. Dieser ist in allen Fällen auch dafür verantwortlich, daß die Gleise, der Bahnkörper, die Schwellenstapel und Gerüste den Anforderungen gewachsen sind, die während des Umbauvorgangs an sie gestellt werden. Für die ordnungsmäßige Beschaffenheit und Ansetzung der Hebezeuge, Ketten, Flaschenzüge, Zugwinden, Transportgeräte, Hilfskonstruktionen, Schneidewerkzeuge und Baumaschinen hat der Brückenschlosser zu sorgen. Vor Beginn der Arbeiten hat er sich zu überzeugen, daß die zu verwendenden Hölzer, Unterzüge, Rollen, Pfähle und sonstige Unterlagen oder Verankerungen, auf die große Kräfte abgesetzt werden, in gutem Zustand sind und nötigenfalls den Bauleitenden zur Abhilfe von Mängeln zu veranlassen. Besonderes Augenmerk hat er auf die Standsicherheit von Hebezeugen und auf die sachgemäße Ausführung von Bindungen, Verkettungen, Verklammerungen, Versteifungen und Verstrebungen zu richten.

3. In der Regel wird zu den Brückenauswechslungen ein mit den vorkommenden Arbeiten vertrauter Brückeningenieur abgeordnet. Wo die Baustelle unübersichtlich oder die Verständigung von Kran zu Kran erschwert ist, empfiehlt es sich, einen zweiten Aufsichtsbeamten beizugeben. Der Brückeningenieur hat die verantwortliche Leitung der fachtechnischen Arbeiten zu übernehmen, ohne daß dadurch die in Ziffer 2 aufgeführten Verpflichtungen des Bahnmeistereivorstehers und Brückenschlossers oder Kranführers eingeschränkt werden. Diese Verantwortung bleibt ihm auch

Abb. 29.

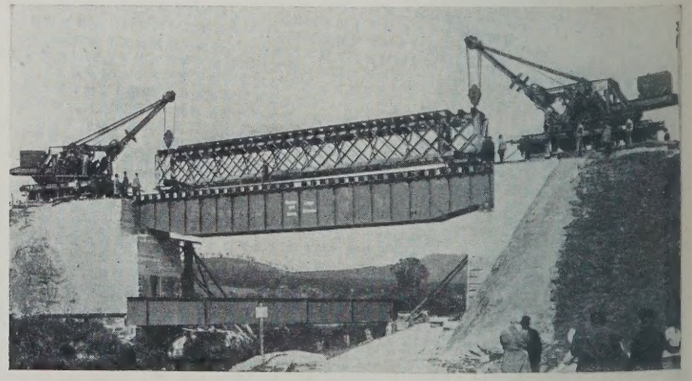


Abb. 30.

in Gegenwart von Vorgesetzten und im Rang höherstehender Beamten der Betriebs- und Bauämter, soweit diese nicht unter eigener Verantwortung eingreifen. Die Pflicht jedes auf der Baustelle anwesenden Beamten, bei drohender Gefahr für Personen und Sachen rechtzeitig Abwehrmaßnahmen zu treffen, bleibt durch die Regelung unberührt.

4. Ist außer dem Brückenschlosser und den ihm zugeteilten Arbeitern nur der Bahnmeistereivorsteher anwesend, so hat dieser die verantwortliche Leitung über die unter 2 genannten Arbeiten.

5. Bestehen Zweifel über die vorstehenden Bestimmungen oder sind sie ausnahmsweise den besonderen Verhältnissen nicht angepaßt, so ist vor Beginn der Arbeiten die Verantwortung zu klären.

II. Vorbereitungen.

a) Vor der Sperrung der Gleise sind die Schienenlängen so anzuordnen, daß der Brückenüberbau ausgewechselt werden kann. Die Paßstücke sind mit reichlichem Spielraum einzulegen. Alle Schienenstoßschrauben sind leicht gangbar zu machen und, wenn nötig, auszuwechseln.

b) Es sind Sägen und Beile zur Holzbearbeitung, Keile, Unterlagshölzer und Brettstücke in verschiedenen Stärken bereitzulegen.

c) Die Stellen im Bahnkörper, auf die Kranwagen zu stehen kommen, sind auf ihre Tragfähigkeit zu prüfen.

d) Zur Aufnahme von Brücken dienende Schwellenstapel sind auf guten Grund zu setzen und sorgfältig zu verlegen. Unebenheiten sind in jeder Stapelschicht durch Beilagen auszugleichen. Die untersten Schwellen sind neben Abschachtungen senkrecht zur Schachtwand zu verlegen.

e) Die Höhe der Unterstützungsgeräte ist so zu wählen, daß der neue Überbau, der meist tiefer zu liegen kommt als der alte, genügend Platz hat, ohne daß vorher Böcke umgelegt oder eingefügt werden müssen.

f) Über belebten Straßen, die während der Bewegung der Brücken nicht gesperrt werden dürfen, sind Schutzgerüste gegen herabfallende Gegenstände anzubringen.

g) Die lichten Weiten zwischen den Schildmauern sind nachzuprüfen, auch ist zu untersuchen, ob die Aussparungen für die Auflagerrippen oder Dollen genügend tief und weit sind.

h) Beim Unterfangen von Brücken unter Betriebsgleisen sind die Überbauten in Richtung der Gleisachse und nach der Seite hin abzustützen; Schwellenstapel sind zu verklammern oder sonst gegen Verschiebungen zu sichern; Böcke sind mit dem Überbau fest zu verschrauben.

i) Bei der Herrichtung von Verschiebebahnen unter Verwendung von Schienen sind Höhenabsätze und Lücken am Schienenstoß zu vermeiden. Die nebeneinanderliegenden Schienen sind mit Schraubenbolzen zusammenzuhalten.

III. Ansetzen der Kranwagen.

Sollen zum Aus- oder Einbau eines Überbaues Krane verwendet werden, so muß vor Beginn dieser Arbeiten ein genauer Plan mit Angabe der Anfangs- und Endlage der Last und der Stellung der Kranwagen ausgearbeitet und dem Dezernenten für Brücken- und Ingenieurhochbau zur Genehmigung vorgelegt werden.

Neben der Dienstvorschrift für die Prüfung, den Gebrauch und die Behandlung der Hebezeuge ist zu beachten:

a) Nachdem der Kranwagen an die Gebrauchsstelle gefahren ist, sind die Federklötze oder -stützschrauben zwischen Tragfederbund und Wagenlangträger einzulegen.

b) Die Ankerzangen müssen unter allen Umständen angesetzt werden und dürfen, solange eine Last an dem Kran hängt, nicht abgenommen werden. Die Stützspindeln des 10-t-Kranwagens sind anzusetzen, wenn quer zum Gleis mit Lasten über 7 t und daher mit Gegengewicht gearbeitet wird. Beim 25-t-Kranwagen sind die Stützspindeln beim Arbeiten mit Lasten über 5 t anzusetzen. Können die Kranwagen ausnahmsweise nicht am Gleis eingehängt werden, so ist der Kranwagen auf andere Weise, etwa mit Ketten an dem Gleis oder einem festen Gegenstand zu verankern.

c) Vor der Verwendung des Krans ist festzustellen, ob die Plattform wagerecht steht. Gegebenenfalls ist sie durch die Tellerstützen oder Stützwinden des Wagens zu unterfangen; andere Vorrichtungen zum Feststellen des Kranwagens, wie z. B. hölzerne Unterlagklötze, genügen im allgemeinen nicht. Der Kran darf in der Regel nur auf einem nicht überhöhten Gleisstück aufgestellt werden, das auf gesunden Schwellen gut befestigt ist. In Gleiskurven ist dazu vorher durch Heben des inneren Schienenstranges oder Senkung des äußeren die Plattform wagerecht zu stellen. Werden die Krane in gekrümmten Gleisen mit mehr als 3 cm überhöhter äußerer Schiene verwendet, so darf beim Arbeiten über den niederen Strang die Höchstlast nicht mehr als $^8/_{10}$ der vorgeschriebenen Höchstlast betragen. Die $7^1/_2$- und 10-t-Wagenkrane dürfen keinesfalls in mehr als 5 cm überhöhten Gleisen verwendet werden. Für den 25-t-Kran ist die Aufstellung in überhöhten Gleisen ausgeschlossen. Gegen das Ausschwenken der Krane beim Arbeiten in überhöhten Gleisen sind Vorkehrungen zu treffen.

d) Das Gegengewicht darf erst nach Anhängen der Last ausgeschoben werden, und zwar solange letztere noch aufsitzt. Eingeholt darf es erst nach Absetzen der Last werden, die dabei angehängt bleiben muß.

e) Schrägziehen ist wegen der damit für den Kranwagen verbundenen Kippgefahr zu unterlassen. Kranwagen dürfen nicht dazu benutzt werden, Lasten, die außerhalb der bestrichenen Fläche lagern, heranzuholen, sondern die Last muß mit anderen Mitteln so nahe herangebracht werden, daß der Kran sie nur senkrecht zu heben braucht.

f) In Gefällstrecken ist durch Bremswagen oder durch geeignete Verankerungen Sorge zu tragen, daß die Kranwagen nicht ablaufen können. Das Gleis, auf dem der Kranwagen benutzt wird, ist auf angemessene Entfernung für andere Eisenbahnfahrzeuge zu sperren.

g) Eine Übermüdung der Bedienungsmannschaft der Kranwagen ist durch Bereitstellung von genügend Ablösern, insbesondere beim Hochwinden der Lasten, hintanzuhalten.

h) Auf das ordnungsmäßige und genaue Einrücken der Vorgelege und das richtige Einfallen des Einlegers, der das Verschieben der Vorgelege verhindern soll, auf die Gangbarkeit und gute Wirkung der Bewegungs- und Sicherheitsvorrichtungen (Sperrvorrichtung und Bremse) ist besonders zu achten.

i) Die Bremse darf nur von dem Führer des Hebezeuges bedient werden, der darauf zu achten hat, daß er und die Bedienungsmannschaft sich außerhalb des Bereiches der Handkurbeln befinden, während die Last abgelassen wird.

k) Die Bremse von Hebezeugen mit Handbetrieb darf zum Senken nur benutzt werden, wenn das Gewicht der Last kleiner als die halbe Tragfähigkeit des Hebezeuges ist. Lasten mit einem Gewicht von mehr als der halben Tragfähigkeit müssen mit Hilfe der Handkurbeln gesenkt werden, dabei sind an den Kurbeln ebenso viele Arbeiter zu verwenden wie für das Heben der Last, außerdem muß der Führer des Hebezeuges am Bremshebel bereitstehen, um nötigenfalls die Bremse sofort anziehen zu können. Die Hebezeuge mit Sicherheitskurbeln, Sperradbremse oder sonstigen das Senken der Last sicher hemmenden Vorrichtungen sind nach den besonderen Bedienungsvorschriften zu bedienen.

l) Während der Arbeitspausen darf eine hochgehobene Last, besonders wenn das Hebezeug dritten Personen zugänglich und nicht beaufsichtigt ist, nicht am Haken freihängend verbleiben, sondern ist auf eine feste Unterlage abzusetzen. Das unnötige Verweilen auf oder unter schwebenden Lasten ist verboten.

m) Die Last ist so langsam zu senken, daß sie in jedem Augenblick angehalten werden kann, und keine für den Kran schädlichen Stöße auftreten.

n) Abnehmbare Kurbeln sind so zu sichern, daß sie sich nicht lösen oder abgeschleudert werden können.

o) Belastete Drehkrane dürfen nur langsam, vorsichtig und ohne ruckende Bewegung gedreht werden, besonders wenn die Last an Drahtseilen hängt.

p) Können Ausleger, Gegengewicht oder die Last in den lichten Raum benachbarter Gleise eintreten, so sind diese Gleise nach den besonderen Weisungen des Bahnhofs oder Reichsbahnbau- oder Betriebsamts zu sichern. Der Kranwärter ist dafür verantwortlich, daß mit dem Kran nur gearbeitet wird, nachdem die vorgeschriebenen Sicherheitsmaßnahmen getroffen sind.

q) Das Verfahren der Krane von 10 t und weniger Tragkraft auf kurze Strecken ist nur gestattet bei eingehängten Zangen und bei annähernd parallel zum Gleis stehendem Ausleger, wenn die vorgeschriebene Vollast nicht ganz erreicht ist. (In gekrümmten Gleisen entsprechend geringere Last wie unter c.)

Die Zangen dürfen dabei keine Spannung aufweisen; die Ausleger müssen festgelegt sein; in Gefällen dürfen die Wagen nicht der Gefahr des Ablaufens ausgesetzt sein.

r) Der $7^1/_2$-t-Kran darf ohne Gegengewicht mit höchstens 3 t, der 10-t-Kran mit höchstens 7 t belastet werden.

s) Schnelles Ausschwenken der Krane ist zu vermeiden.

t) Wagenkrane und Wagen sind mit Unterlagskeilen zu unterschlagen und durch in die Nähe gelegte Bremsschuhe zu sichern.

IV. Befestigung der Lasten.

a) Es dürfen nur Ketten- und Drahtseile in ausreichender Stärke verwendet werden, denen die Tragfähigkeit aufgeprägt ist.

b) Bei den vom Kranhaken zur Last schräg laufenden Ketten ist zu beachten, daß sie mehr als die halbe Last aufzunehmen haben. Der Schrägwinkel soll steiler als unter 45° zur Horizontalen verlaufen.

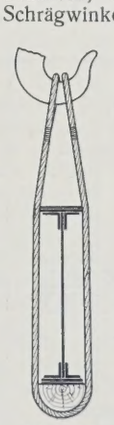


Abb. 32.

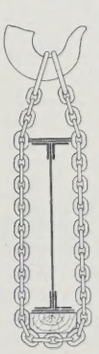


Abb. 33.

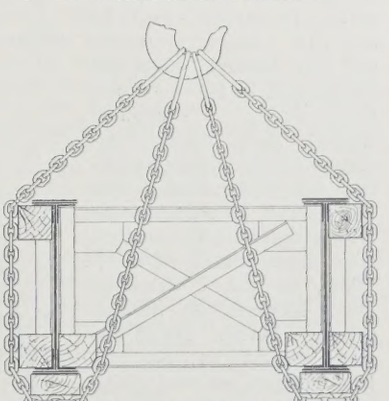


Abb. 34.

c) Die zum Anhängen der Last am Haken dienenden Ketten, Seile, Gurte usw. sind so an der Last zu befestigen, daß nach dem Anheben weder ein Abgleiten noch Nachsacken eintreten kann. Werden die Ketten usw. um scharfe Kanten der Last geschlungen, so sind Beilagen von weichem Holz einzubringen, um Beschädigungen und Verbiegungen der Zugmittel zu verhüten. Sind die Ketten usw. mehrmals um die Last geschlungen, so müssen alle Stränge gleichmäßig straff gezogen sein.

d) Fremde Tragemittel, Bindemittel, Sperrklauen usw. dürfen nicht benutzt werden.

e) Es ist darauf zu achten, daß Ketten beim Anziehen langsam in gestreckte Lage kommen, ihre Glieder sich nicht verdrehen oder umschlagen. Alle Zugmittel müssen sich auf der Trommel gleichmäßig nebeneinanderlegen, damit das Aufklettern und Abrutschen von Windungen verhütet wird. Die Kette oder das Seil darf beim Gebrauch nur so weit abgewickelt werden, daß noch ein bis zwei Windungen auf der Trommel verbleiben.

f) Abb. 32 bis 34 geben Beispiele für Ketten- und Seilbefestigungen (vergl. Anlage 9/10 zur Hebz. D. V. und Betriebsblatt 6 Vorschriften für Kranführer und Anbinder).

g) Schwenkt die Last beim Hochziehen, so ist vor dem weiteren Anheben die Ruhelage abzuwarten.

V. Verladen von Brücken.

1. Beim Verladen von Brücken auf Bahnwagen sind die Lademaße einzuhalten. Die diesbezüglichen Beispiele in dem Achsdruckverzeichnis des V. D. E. V. sind zu beachten.

2. Das Ladegut ist gegen Verschieben zu sichern.

3. Bei Verladen langer Stücke, die über den Wagen auskragen, ist auf genügenden Zwischenraum zwischen Ladegut und Schutzwagenwand (Rungen) zu achten. Die Größe dieses Spielraums kann 1 m und mehr betragen und wird häufig unterschätzt.

4. Aufgerichtet verladene Brücken oder Träger müssen genügend seitlich abgesteift werden; liegende Träger sind gegen Durchhängen zu sichern.

5. Bei Verladung auf nicht oder nur steif gekuppelte Schemelwagen ist das Ladegut gegen die Schemel festzulegen, wozu sich besonders angeschraubte Winkelstücke eignen.

VI. Beförderung von Kranwagen.

1. Kranwagen sollen in der Regel nur mit Güterzügen befördert werden. Hierbei muß der Ausleger in die für den Versand des Kranwagens vorgeschriebene Lage gebracht, das Gegengewicht eingefahren und festgestellt werden. Die weiteren Vorbereitungen für die Fahrt sind nach den am Wagen angeschriebenen Vorschriften auszuführen, z. B. sind die Federklötze oder -stützschrauben herauszunehmen, die Schienenzangen, Tellerstützen oder Stützwinden zu lösen und gesichert aufzuhängen.

2. Soll der Kranwagen nur eine kurze Strecke zurücklegen, so kann der Ausleger aufgerichtet bleiben, wenn auf dem Fahrwege keine Hindernisse zu erwarten sind.

3. Kranwagen müssen mit besonderer Vorsicht bewegt und dürfen nicht abgestoßen und dem Anprall abgestoßener oder ablaufender Wagen ausgesetzt werden. Sie dürfen durch eine Lokomotive in Gang gebracht werden, um sie leichter von Hand verschieben zu können.

4. Die Geschwindigkeit von Arbeitszügen, in die Kranwagen eingestellt sind, richtet sich u. a. danach, ob Rollwagen mitgeführt werden und Steifkupplungen eingezogen sind. Man wird, wenn die Baustelle nicht weit vom nächsten Bahnhof abliegt, mit Höchstgeschwindigkeiten von 20 km auskommen.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Biegungsfestigkeit von Rundholz.

Von Professor **E. Suenson**, Kopenhagen.

Das Rundholz kann häufig an Stelle von vierkantigem Holz Verwendung finden. Es werden dadurch dem Verbraucher bedeutende Beträge erspart, denn wenn er vierkantiges Holz kauft, bezahlt er nicht nur das Holz, das er erhält, sondern auch das Holz, das entfernt ist, und den Arbeitslohn, um es zu entfernen. Und vom volkswirtschaftlichen Standpunkte bedeutet es eine schlechte Verwendung des Holzbestandes und der Arbeitskraft eines Landes, einen großen Teil der Stämme in Abfall umzugestalten.

Es erscheint deshalb nützlich, den Fachleuten die Vorteile des Rundholzes vor Augen zu führen, vor allem aber auf die Möglichkeit einer Erhöhung der zulässigen Spannung für Rundholz hinzuweisen. Für einen solchen Schritt spricht folgendes:

1. Bei Nadelhölzern — und nur von diesen soll die Rede sein — ist das äußere Holz, also gerade das was weggeschnitten wird, fester als das innere.
2. Bei vierkantigem Holz ist ein Teil der Faser durchschnitten, wodurch die Biegungsfestigkeit verringert wird.
3. Die Theorie, die die Grundlage für unsere Beurteilung der Tragkraft eines Balkens bildet, führt zu dem Ergebnis, daß die Tragkraft proportional sein soll dem Widerstandsmomente des Querschnitts. Dies ist indessen nur annähernd richtig, und man muß von vornherein annehmen, daß diese Beurteilung zu einer Unterschätzung der Tragfähigkeit des Rundholzes führt.

Um die Bedeutung dieser Verhältnisse zu klären, schaltete ich bei den Herbstübungen mit Studierenden im Laboratorium für Bautechnik Biegungsversuche mit vier Stücken dänischen Fichtenholzes ein, von denen zwei Stücke 7″-Rundholz waren, zwei Stücke viereckiges Kantholz, ausgeschnitten aus 8″-Rundholz; alle vier Stücke sollten dasselbe Widerstandsmoment haben, aber dieses wurde nicht erreicht, da das 7″-Rundholz etwas schwerer als verlangt geliefert wurde. Die Stützweite war 3,80 m, und die Last bestand aus zwei gleich großen Einzellasten in den Drittelpunkten (Abb. 1). Die Abmessungen usw. gehen aus der Tabelle I hervor.

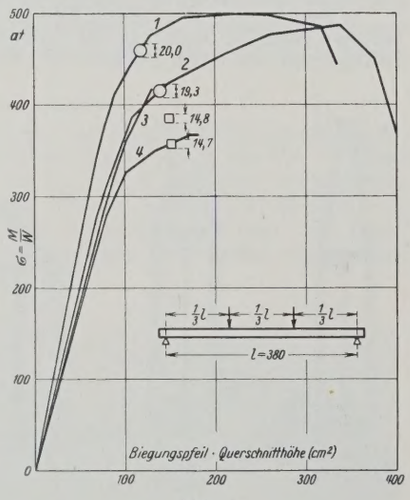


Abb. 1.

Zu den Zahlen ist folgendes zu bemerken:

Als Querschnittsfläche ist der mittlere Querschnitt auf der Strecke zwischen den beiden Einzellasten angegeben. Das vierkantige Holz war vollkantig.

Unter Alter wird das Alter am ältesten Ende des Holzes verstanden. Dieses Alter konnte durch Zählen der Jahresringe bestimmt werden, da auch das vierkantige Holz etwas Rinde an diesem Ende hatte.

Tabelle I.

Marke des Balkens	1	2	3	4
Querschnittsform	○ $d = 20$ cm	○ $d = 19{,}3$	□ $h \cdot b = 14{,}8 \cdot 14{,}7$	□ $h \cdot b = 14{,}7 \cdot 14{,}8$
Querschnittsfläche cm²	314	293	218	218
Widerstandsmoment cm³	785	706	537	533
Alter, Jahre	55	51	62	43
Wassergehalt %	66,8	75,8	21,8	30,4
Raumgewicht kg/m³	730	760	460	500
Mittlere Breite der Jahresringe mm	1,90	2,03	2,09	2,84
Proportionalitätsgrenze kg/cm²	314	279	276	279
Elastizitätszahl kg/cm²	153 990	123 520	114 310	107 840
Biegungsfestigkeit „	499	486	417	367

Der Wassergehalt wurde unmittelbar, nachdem die Balken zerbrochen waren, bestimmt und ist in Prozenten des Trockengewichts angegeben. Das Holz ist angeblich bei der Lieferung, die am 15. November 1927 stattfand, frisch gefällt gewesen. Danach lag es im geheizten Laboratorium bis zur Probe, die vom 2. bis 12. Dezember stattfand. Da das Rundholz ungeschält war, hat die Rinde es gegen Austrocknen geschützt, und es war so naß bei der Probe, daß das Wasser herausgepreßt wurde und an der Druckseite, die nach unten gerichtet war, heruntertropfte. Das vierkantige Holz war bei der Lieferung ohne Schwindrisse, aber solche entstanden während der Lagerungszeit; wenn man sich im Lagerraum aufhielt, konnte man das Entstehen der Risse hören, indem das Holz hie und da ein knisterndes Geräusch von sich gab. Irgend ein Einfluß dieser Risse auf die Festigkeit der Balken konnte nicht wahrgenommen werden.

Das große Raumgewicht des Rundholzes ist eine Folge von dessen Nässe.

Die mittlere Breite der Jahresringe ist eine Durchschnittszahl für die beiden Enden des Holzes; für das vierkantige Holz ist die mittlere Breite im Diagonalschnitt angegeben.

In Tabelle II sind die Mittelwerte eingetragen.

	Rundholz	Vierkantiges Holz
Widerstandsmoment cm³	746	535
Alter, Jahre	53	53
Wassergehalt %	71,3	26,1
Raumgewicht kg/m³	745	480
Ringbreite mm	1,97	2,47
Proportionalitätsgrenze kg/cm²	297	278
Elastizitätszahl kg/cm²	139 000	111 000
Biegungsfestigkeit kg/cm²	493	392

Das Rundholz ist also um 26 % fester als das vierkantige Holz und hat eine um 25 % größere Elastizitätszahl und eine um 7 % höher liegende Proportionalitätsgrenze.

Wäre das Rundholz ebenso trocken gewesen wie das vierkantige Holz, so würde der Unterschied unzweifelhaft größer gewesen sein, und man wird deshalb die zulässige Biegungsspannung für das Rundholz um 25 % vergrößern dürfen und doch einen tragfähigeren Balken bekommen als beim Gebrauch von vierkantigem Holz.

Die große Zähigkeit des Rundholzes, die möglicherweise teilweise durch die Feuchtigkeit bedingt wird, geht aus Abb. 1 hervor, wo die Randspannung $\sigma = \frac{M}{W}$ als Ordinate und das Produkt aus Biegungspfeil und Querschnittshöhe als Abszisse aufgetragen ist. Wenn man unmittelbar den Biegungspfeil als Abszisse absetzt, kann man aus den Kurven nicht den Einfluß der Querschnittsform auf die Steifigkeit des Balkens sehen; wenn dagegen der Biegungspfeil mit der Querschnittshöhe h multipliziert wird, wird die Neigung des geradlinigen Teils der Kurven der Ausdruck für die Elastizitätszahl E sein. Für Balken mit gleicher Spannweite und gleicher Lastverteilung wird nämlich die Durchbiegung innerhalb der Proportionalitätsgrenze proportional mit $\frac{\sigma}{E \cdot h}$ sein,

$$\text{also } y = c \cdot \frac{\sigma}{E \cdot h} \quad \text{oder} \quad E = c \cdot \frac{\sigma}{y \cdot h}.$$

Sämtliche Balken brachen auf der 126,7 cm langen Strecke zwischen den Einzellasten und infolge des Biegemoments hier, und nicht etwa in Folge von Verschiebung. Die am wenigsten verastete Seite des Balkens war als Zugseite ausgewählt, und allem Anschein nach haben die Äste keinen wesentlichen Einfluß auf die gefundenen Festigkeiten gehabt.

Im Balken 1 trat Druckbruch gerade in der Nähe der einen Einzellast ein. Der Bruch pflanzte sich in dem betreffenden Querschnitt nach und nach in Richtung der Zugzone fort und erstreckte sich schließlich über 73 % der Höhe des Balkens. Der Bruch an der Zugseite trat erst ein, nachdem die Höchstbelastung vorüber war, und zwar in Verbindung mit einem Verschiebungsbruch, indem das in Abb. 2 fehlende Faserbündel an der Zugseite auf der Strecke von der Bruchstelle bis zu einem Ende des Balkens mit dem mittelsten Drittel des Balkens folgte und rd. 2 cm fort von den Balkenenden glitt.

Im Balken 3 begann der Bruch in der einen Ecke der Zugseite bei $\sigma = 363$ kg/cm², indem hier ein Faserbündel riß. Der gesamte Bruch trat plötzlich bei $\sigma = 417$ kg/cm² ein. Der Bruch war unbeeinflußt durch das Vorhandensein von Ästen.

Abb. 2.

Im Balken 4 wurde ein Bruch an der Druckseite in einem verasteten Querschnitt bei $\sigma = 350$ kg/cm² wahrgenommen, und gleichzeitig riß ein Faserbündel in der einen Ecke der Zugseite.

Aus dem gefundenen Festigkeitsverhältnis folgt, daß ein Stück Rundholz mit Widerstandsmoment W mit einem Stück quadratischen Holzes mit Widerstandsmoment 1,26 W gleichwertig erachtet werden kann. Ist der Durchmesser des ersteren $= d$, die Quadratseite des letzteren $= a$, so ergibt die Bedingung der Gleichwertigkeit:

$$\frac{1}{6} \cdot a^3 = 1{,}26 \cdot \frac{1}{32} \cdot \pi \cdot d^3, \quad \text{woraus:} \quad a = 0{,}906\, d.$$

1 m Rundholz mit Durchmesser d m enthält $^1/_4 \cdot \pi \cdot d^2$ m³, 1 m Quadratholz mit Seite $a = 906\, d$ enthält $(0{,}906\, d)^2 = 0{,}821\, d^2$ m³.

Der Preis für das eingekaufte Rundholz war 7,30 R.-M./Stück oder 59,1 R.-M./m³; der Preis für das Quadratholz war 9,06, hierzu 6,38 R.-M. in Schneidelohn, insgesamt 15,44 R.-M./Stück oder 174 R.-M./m³.

Wird mit diesen Preisen gerechnet, so kostet:

1 m Rundholz mit Durchmesser d m: $^1/_4\, \pi\, d^2 \cdot 59{,}1 = 46{,}5\, d^2$.

1 m Quadratholz mit Seite 0,906 d: $0{,}821\, d^2 \cdot 174 = 143\, d^2$.

Der Gebrauch von geschnittenem Quadratholz als Balken ist also $\frac{143}{46{,}5} = 3{,}08$ mal so teuer als der Gebrauch von Rundholz.

Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Gehler**, Dresden.

Im September 1926 beriefen Schweizer Ingenieure eine Anzahl führender Bauingenieure zu einer Aussprache über brennende Zeitfragen des Brücken- und Hochbaues nach Zürich. Die Teilnahme von Vertretern aller Kulturstaaten war so rege, daß diese Tagung als der I. Internationale Kongreß für Brücken- und Hochbau bezeichnet wurde. In einer Festschrift, die den Teilnehmern überreicht wurde, gaben die Schweizer Bauingenieure ein glänzendes Bild ihres Schaffens in den letzten beiden Jahrzehnten. Der überraschend große Erfolg dieses ersten Kongresses führte zu dem Entschluß, eine II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau im September 1928 in Wien zu veranstalten. Sie ist vorbereitet worden von den Herren Prof. Dr.-Ing. F. Hartmann, Prof. Dr.-Ing. R. Saliger, Dr.-Ing. Fr. Bleich, Ministerialrat F. Roth und Dr.-Ing. F. Emperger. Ein neuer Gedanke wurde hier zum ersten Male durchgeführt. Etwa fünf Wochen vor Beginn der Tagung wurde sämtlichen Teilnehmern, die sich angemeldet hatten, der vorläufige Abdruck der am 24. und 25. September 1928 zu behandelnden Referate überreicht, ein Kongreßbuch von 300 Druckseiten Umfang. Die Referate sollten von den Berichterstattern nicht vorgetragen werden. Es sollte vielmehr nur eine Aussprache und Erörterung im Anschluß an diese Berichte stattfinden. Schon diese Neuerung ist eine Tat, die hohe Anerkennung verdient.

Am 26. und 27. September fanden sodann noch eine Reihe von Einzelvorträgen statt aus dem Gebiete des Eisenbaues und des Eisenbetonbaues, die von den Vortragenden angemeldet worden waren.

Zur Übersicht sei folgende Zusammenstellung gegeben, die von dem ursprünglichen Programm[1]) abweicht:

a) Gemeinsame Fragen des Eisen- und Eisenbetonbaues.

1. Die künstlerische Gestaltung für Eisen- und Eisenbetonbrücken. Referenten: Hartmann, Wien; Linton, Stockholm.
2. Die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken. Referenten: Godard, Paris; Mendizábal, Madrid; Streletzky, Moskau; Fuller, Ames (Iowa), U. S. A.
3. Der hochwertige Stahl im Eisen- und Eisenbetonbau. Referenten: Bohny, Sterkrade; Saliger, Wien.
4. Ziel, Ergebnisse und Wert der Messungen an Bauwerken. Referent: Bühler, Bern.

b) Fragen des Eisenbaues.

1. Sicherheitsgrad und zulässige Beanspruchung. Referent: Gehler, Dresden.
2. Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung. Referenten: Pigeaud, Paris; Roš, Zürich.
3. Scherung und Lochleibungsdruck bei Nietverbindungen. Referenten: Findeisen, Dresden, Gallik, Budapest.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 31, S. 454.

c) Fragen des Eisenbetonbaues.

1. Weitgespannte Wölbbrücken. Referenten: Spangenberg, München; Lossier, Argenteuil.
2. Die Schubfestigkeit des Betons. Referent: Mörsch, Stuttgart.
3. Baukontrolle des Betons. Referent: Kleinlogel, Darmstadt.
4. Rißsicherheit des Betons. Referent: Probst, Karlsruhe.
5. Seitensteifigkeit von Eisenbeton-Bogenbrücken. Referent: Hawranek, Brünn.

Im folgenden sei kurz über die hauptsächlichsten Referate und Vorträge, die den Eisenbau betreffen, berichtet.[2])

A. 1. Die künstlerische Gestaltung von Eisen- und Eisenbetonbrücken.

Hierüber lag in erster Linie ein Bericht von Prof. Dr. Friedrich Hartmann, Wien, vor, der vor kurzem das vorzügliche Buch „Ästhetik im Brückenbau", Verlag Deuticke, Leipzig-Wien 1928, verfaßt hat. Das Referat bildet einen kurzen Auszug dieses Buches.

Da bei hochliegender Fahrbahn die schönheitliche Gestaltung von Brücken jeder Art keinerlei Schwierigkeiten bereitet, beschränkt sich der Berichterstatter im wesentlichen auf den schwierigen Fall der Brücken mit tiefliegender Fahrbahn und erörtert insbesondere für eiserne Brücken die beiden Forderungen der Schönheit der Brücke an sich und der Anpassung an die Umgebung. Nicht nur die Hauptansicht der Brücke ist maßgebend, sondern vor allem auch die Schrägansicht und der Inneneinblick, wie er sich dem in die Brücke Einschreitenden bietet. Geschlossenheit der Linienführung ist eine der ersten Forderungen. Die Schrägansicht macht wegen der perspektivischen Verzerrungen stets Schwierigkeiten, wobei jedoch zu bedenken ist, daß die Kamera übertreibt, während beim Betrachten in der Natur der Beschauer mehr räumlich und maßstäblich richtig empfindet. Auch kann man auf Bildern nur das Verhältnis der Brücke zur allernächsten Umgebung abschätzen. Vollwandige Träger wirken wohl sehr ruhig, aber in größeren Abmessungen öde und plump. Die Kunst des Eisenbrückenbaues kommt am besten im Fachwerk zum Ausdruck, dessen Leichtigkeit und Kühnheit der Laie bewundert. Die blinde Vorliebe für den Massivbau hat das Schlagwort von der unruhigen Wirkung des Fachwerkes erfunden. Nur grobe, weitmaschige Fachwerke riesiger Balkenträger wirken unruhig, nicht dagegen feine Fachwerke mit kurzen Stäben, die viel lebendiger als tote Vollwandträger sind.

Der Inneneinblick ist dann am günstigsten, wenn die Breite und Stärke der Tragwände so gering als möglich sind. Vollwandige Bogen-

[2]) Einen entsprechenden Bericht habe ich für das Gebiet des Beton- und Eisenbetonbaues in der Zeitschrift „Beton u. Eisen" erstattet, der den hier vorliegenden ergänzt.

träger, besonders aus Eisenbeton (bei Fahrbahn unten), wirken meist plump. Vollwandige Bogen mit untenliegender Fahrbahn sollten gänzlich vermieden oder nur für kleine leichtbelastete Brücken in Stahl ausgeführt werden. Die Frage der Anpassung von neuen Brücken an die Umgebung ist stark umstritten. Stofflich kann die Einheitlichkeit nur durch Steinbrücken in Felsschluchten erreicht werden, formal besteht nie ein vollkommener Zusammenhang zwischen Bauwerk und Natur. Im Gegensätzlichen liegt der Reiz. In zarte Wald- und Wiesenlandschaften fügen sich am besten eiserne Brücken mit feiner Gliederung ein. Bei großen Strömen treten die Ufer zurück, so daß die Brücke nur in ihrem Verhältnis zur Wasserfläche beurteilt werden muß. Bei städtischen Brücken dagegen sind die Nahansicht und der Inneneinblick maßgebend. Die über die Fahrbahn ragenden Teile müssen so schlank wie möglich sein. Hängebrücken sind bekanntlich meist befriedigend. (Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Technische Hochschule Aachen. Der Generaldirektor des Stahlwerkes Krefeld-Willich, Dr.-Ing. ehr. Eilender, ist zum ordentlichen Professor ernannt und mit dem 1. Oktober d. Js. auf den Lehrstuhl für Eisenhüttenkunde berufen worden; gleichzeitig wurde ihm die Leitung des Eisenhüttenmännischen Instituts übertragen.

Die Badische Höhere Technische Lehranstalt (Staatstechnikum) Karlsruhe begeht am 10. und 11. November 1928 das Fest ihres fünfzigjährigen Bestehens. Eine kleine Feier und eine Festschrift sollen die Veranlassung geben zu einem Rückblick auf das, was die Anstalt bisher geleistet hat, zu einem Einblick auf ihre Arbeiten in der Gegenwart und zu einem Ausblick auf die Aufgaben der Zukunft. Zu der Feier sind alle ehemaligen Besucher und Freunde der Anstalt eingeladen. Die Direktion stellt das Programm für die Festveranstaltung und eine Teilnehmerkarte auf Ansuchen gern zur Verfügung.

Brückenkabelbagger für eine Braunkohlengrube. Für die Grube „Vereinigte Ville" (Rheinland) ist nach einem Bericht in der Z. d. V. d. I., Bd. 72, S. 737, von der Firma Adolf Bleichert & Co., A.-G., Leipzig, aus dem früher gebräuchlichen Kabelbagger und dem Brückenkabelkran ein neuartiges Grab- und Fördergerät entwickelt worden. Das Gewicht der Laufkatze, die den Schürfkübel trägt, und die Last wirken hierbei nicht biegend auf den Verbindungsträger der Türme, sondern die Katze läuft auf einem besonderen Seil, das an den Enden des Trägers angreift. Der Träger kann demnach leichter ausgebildet werden, da er nur durch sein Eigengewicht auf Biegung beansprucht wird und außerdem nur in seiner Längsrichtung den aus der Seilspannung sich ergebenden Druck aufzunehmen hat. Bei dem in der Abb. dargestellten Kabelbagger läuft der Maschinenturm auf dem Deckgebirge, während der Gegenturm als eine auf Raupenkettenfahrgestellen ruhende Pendelstütze ausgebildet ist. Die Entfernung der beiden Brückenstützen beträgt etwa 150 m bei einem Höhenunterschiede der Laufflächen von 39 m. Über die Pendelstütze hinaus ist ein frei ausladender Träger an Abspannseilen angehängt, die über die aufwärts verlängerte Pendelstütze nach dem Brückenträger abgespannt sind. An der Pendelstütze sind Brücke und Ausleger gelenkig gelagert. Wegen des oft ungleichen Vorschubes von Maschinenturm und Pendelstütze ist bei der letzteren eine gewisse Verdrehung ermöglicht. Das Führerhaus ist in der Nähe der Schürfstelle an der Brücke vorgesehen. Der Schürf- und Förderkübel wird durch Ablassen der Tragkabel auf die Abbaustelle gesenkt. Nach seiner Füllung wird er durch Spannen des Kabels angehoben, durch das Portal der Pendelstütze zur Absturzstelle zum Ende des Auslegers verfahren und hier durch einen einstellbaren Anschlag zur Entleerung gebracht. Die Tragseile werden durch eine am Maschinenturm befindliche Hubwinde gespannt und nachgelassen. Eine Schürf- und Fahrwinde, bestehend aus einer Trommel und zwei Motoren, betätigt unter der Möglichkeit zweier Fahrgeschwindigkeiten die Schürf- und Fahrseile in beiden Fahrrichtungen je nach der Umschaltung der beiden Motoren. Ferner ist noch eine dritte, nämlich eine Stoppwinde, ebenso wie die Hub-, Schürf- und Fahrwinde im Maschinenturm angeordnet. Durch Endausschalter ist der Betrieb gegen Störungen gesichert. Zs.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. Oktober erschienene Heft 20 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Obering. David Andersson: Formsteine und einheitliche Bauweise. — Reichsbahnrat Fahl: Ausbildung von Dehnungsfugen bei Eisenbetonbrücken. — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Versuche mit Wema-Ankerschienen. — Dr.-Ing. H. Craemer: Die Beanspruchungen von Kreisplatten mit nach dem Rande abnehmender Stärke bei Belastung durch Einzellast und gleichmäßig verteilten Gegendruck (Säulenfundament). — Dr.-Ing. R. Roll: Die amtlichen Bestimmungen für ebene Steindecken und ihre Auslegung. — Prof. Dr.-Ing. Gehler: Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Ernannt: Vizepräsident der Reichsbahn Zoche in Breslau zum Honorarprofessor an der Technischen Hochschule Breslau.

Versetzt: die Reichsbahnoberräte Popcke, Mitglied der R. B. D. Mainz, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Osten in Frankfurt (Oder), Bohnhoff, Mitglied der R. B. D. Halle (Saale), in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Oppeln, Purrucker, Mitglied der R. B. D. Oppeln, in gleicher Eigenschaft zur R. B. D. Halle (Saale), August Lieffers, Vorstand des R. B. A. Cottbus 2, als Mitglied zur R. B. D. Königsberg (Pr.), Oberbörsch, Vorstand des R. B. A. Duisburg 1, als Mitglied zur R. B. D. Mainz, Köpke, Werkdirektor des R. A. W. Witten, nach Dortmund zur Wahrnehmung der Geschäfte des Werkdirektors beim dortigen R. A. W., und Dr.-Ing. Karl Günther, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts Aschaffenburg, in gleicher Eigenschaft zum Reichsbahn-Bauamt München Ost; die Reichsbahnräte Heyne, Vorstand des R. B. A. Essen 2, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Cottbus 2, Haeseler, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Flensburg 2, als Vorstand zum R. B. A. Essen 2, Hugo Müller, Vorstand des R. B. A. Simmern, in den Bezirk der R. B. D. Altona, Rammelsberg, Vorstand des R. M. A. Glogau, in gleicher Eigenschaft zum R. M. A. Berlin 1, Plock, Vorstand des R. M. A. Berlin 1, in gleicherEigenschaft zum R. M. A. Glogau, Stutterheim, bisher beim R. Z. A. in Berlin, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Nied, und Dörrwächter vom R. B. A. Basel zum R. B. A. Konstanz.

Versetzt sind ferner: die Reichsbahnräte Blanck, Vorstand des R. B. A. Recklinghausen, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Duisburg 2, Karl Schneider, bisher bei der R. B. D. Kassel, als Vorstand zum R. B. A. Hoyerswerda, Bätzing, bisher bei der R. B. D. Essen, als Vorstand zum R. B. A. Recklinghausen, Otto Franke, bisher beim R. B. A. Leipzig 2, als Vorstand zum R. B. A. Simmern, und Busch, bisher beim R. B. A. Schweidnitz, zum R. B. A. Leipzig 2, sowie die Reichsbahnbaumeister Zabel, bisher beim R. B. A. Berlin 1, zur R. B. D. Kassel, und Stapff, bisher bei der R. B. D. Dresden, zum R. A. W. Halle (Saale).

Überwiesen: die Reichsbahnoberräte Braumann, Vorstand des R. B. A. Berlin 4, als Mitglied zur R. B. D. Berlin und Friedrich Weber, Vorstand des Reichsbahn-Bauamts Augsburg 1, als Dezernent zur R. B. D. Augsburg, die Reichsbahnräte Emil Beck, bisher beurlaubt, zum R. B. A. Breslau 1, und Blümener, bisher beim Reichssparkommissar, zum Reichsbahn-Abnahmeamt Berlin 2.

Übertragen: dem Reichsbahnrat Daus, Vorstand des R. B. A. Duisburg 2, die Stellung des Vorstandes des R. B. A. 1 daselbst.

Bestellt: Reichsbahnrat Petzold in Berlin zum Vorstand des R. B. A. Berlin 4.

In den Ruhestand getreten: die Reichsbahnamtmänner August Schulze, Vorstand der Güterabfertigung Halle (Saale), und Oskar Mößner, Vorstand des Verkehrsbureaus der R. B. D. Karlsruhe.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Dr. jur. Voßköhler, Mitglied der R. B. D. Essen, die Reichsbahnamtmänner Wilhelm Krug, Vorstand des Betriebsmaschinenbureaus der R. B. D. Essen, Arnold Menges, Betriebsmaschinenkontrolleur bei der R. B. D. Köln, und Johannes Stange, Vorstand des Vermessungsbureaus der R. B. D. Erfurt.

INHALT: Die Eßlinger Sängerfesthalle 1925. — Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr. (Fortsetzung). — Die Auswechslung von eisernen Eisenbahnbrücken mit Kranwagen (Schluß). — Die Biegungsfestigkeit von Rundholz. — Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien. — Vermischtes: Technische Hochschule Aachen. — Badische Höhere Technische Lehranstalt (Staatstechnikum) Karlsruhe. — Brückenkabelbagger für eine Braunkohlengrube. — Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 2. November 1928 | Heft 47

Alle Rechte vorbehalten.

Leistungsfähigkeit von Raupenbaggern.

Von Reg.-Baumeister **Friedr. Gutberlet,** Neuruppin.

Die Frage, ob man heute auf Baustellen Maschinen verwenden soll, ist eigentlich meist schon zugunsten der Maschinen entschieden. Betonaufbereitung von Hand sieht man nur noch bei kleineren Unternehmern, und da nur bei kleinen Mengen. Der Straßenbau benutzt ebenfalls seit längerer Zeit die Maschine. Auch der Transport von Baumaterialien mit Hilfe von Kraftfahrzeugen bricht sich immer mehr Bahn.

Ganz klar ist diese Frage noch nicht beim Bodenaushub kleinerer Mengen, wie sie zum Beispiel beim Haus- oder Siedlungsbau vorkommen, oder wenn nur eine geringe Abtraghöhe in Frage kommt. Bei großen Bodenbewegungen hat sich die Baggermaschine schon ihren Platz erobert, im Gegensatze zu den schon erwähnten kleineren Bodenmengen. Erklärlich ist ein solcher Standpunkt, wenn geeignete Hilfsmittel nicht zur Verfügung stehen. Bei dem heutigen Stand unserer Baumaschinentechnik aber müßte eine solche Auffassung längst überwunden sein. Außerdem muß man beachten, daß in unserer Zeit der Verkörperung der Massen kleinere Bodenbewegungen kaum mehr vorkommen. Abgesehen vom Landhausbau werden beim Wohnungsbau meist gleich große Blöcke aufgerichtet. Bei Kanalisationsarbeiten, die oft noch zu den kleinen Bauten gerechnet werden, obwohl meistens lange Strecken auszubauen sind, wird Handbetrieb beim Schachten dem maschinellen Betrieb immer noch vorgezogen.

Abb. 1. Raupenbagger als Ramme.

Und dies alles, obwohl wir in Deutschland Geräte zur Verfügung haben, die allen an sie zu stellenden Forderungen genügen und deren Vielseitigkeit und Leistungsfähigkeit sie zu einem universellen Hilfsmittel für den Baubetrieb machen. Es ist der Raupenbagger, der unabhängig von Eisenbahn und Wasserstraßen in der Lage ist, jederzeit mit eigener Kraft seine Arbeitsstelle zu erreichen, ja der sogar sich ohne vorbereitete Wege oder Straßen unabhängig vom Gelände bewegen kann, wenn dieses nur einigermaßen tragfähig ist. In letzter Zeit begegneten mir solche Raupenbagger auf vielen Baustellen und fielen mir dort durch ihre Leistungsfähigkeit und Vielseitigkeit auf. Es ist dies der Raupenbagger der Firma Menck & Hambrock, Altona-Hamburg.

Dieses Gerät ist derart gebaut, daß es ohne größere Umstellungsarbeiten als Eimerseil-, Greifer- oder Löffelbagger oder auch als Kran oder Ramme (Abb. 1) arbeiten kann. Das schwierigste Gelände macht ihm keine Beschwernisse, wenn er seine Arbeitsstätte erreichen will. Selbst im Wasser tut er, wenn nötig, seine Pflicht (Abb. 4). Von einer technischen Beschreibung dieses Gerätes absehend, möchte ich nur einige Angaben über seine Leistungsfähigkeit geben. Die Verwendungsmöglichkeiten sind aus Abb. 1 bis 5 ersichtlich.

Das erste Mal hatte ich einen derartigen Bagger beim Neubau der Stadtschleuse zu Brandenburg an der Havel. Auf meiner Baustelle wurden folgende Ergebnisse erzielt:

In einer Minute leistete ein Greifer zwei Griffe zu 0,3 m³ = 0,6 m³, d. h. in acht Stunden 288 m³. Dieselbe Leistung wird erzielt bei günstiger Annahme von 1 m³ Boden für den Arbeiter von 36 Arbeitern.

Kosten für den maschinellen Schachtbetrieb:

Kohlen für acht Stunden = 5 Ztr. zu 2,00 R.-M.	10,00	R.-M.
Schmierung	5,00	„
1 Maschinist zu 1,50 R.-M. Stundenlohn	12,00	„
1 Heizer zu 0,80 R.-M. Stundenlohn	6,40	„
Abschreibung 1 ‰ und Ausbesserungen	43,00	„
	76,40	R.-M.
15 % sonstige Unkosten rd.	12,00	„
	88,40	R.-M.
rd.	89,00	„

Kosten für den Hand-Schachtbetrieb:

36 Arbeiter 8 Stunden zu 0,72 R.-M. rd.	26,00	R.-M./Std.
Also 8 Stunden	208,00	R.-M.
1 Schachtmeister	13,00	„
	221,00	R.-M.
15 % sonstige Unkosten rd.	34,00	„
	255,00	R.-M.

Nach dieser Aufstellung, die Februar 1926 gemacht wurde, kostete damals 1 m³ Bodenaushub

von Hand . . 0,985 R.-M.
mit Maschine 0,31 „

Dabei ist hier lediglich der Bodenaushub ohne Rücksicht auf den weiteren Transport, der ja in allen Fällen derselbe ist, berücksichtigt.

Ein weiteres Beispiel:

Ein Eimerseilbagger von Menck & Hambrock mit einem Eimerinhalt von 0,86 m³ leistete in 9½ Arbeitsstunden in gewachsenem Boden täglich 600 m³. Der Bagger hob einen Entwässerungsgraben von 1,5 m Tiefe und 4,0 m oberer, sowie 2,5 m unterer Breite in Schwemmsand mit einer 10 cm starken Mergelschicht aus. Nacharbeiten waren nur in geringem Maße notwendig (Abb. 2).

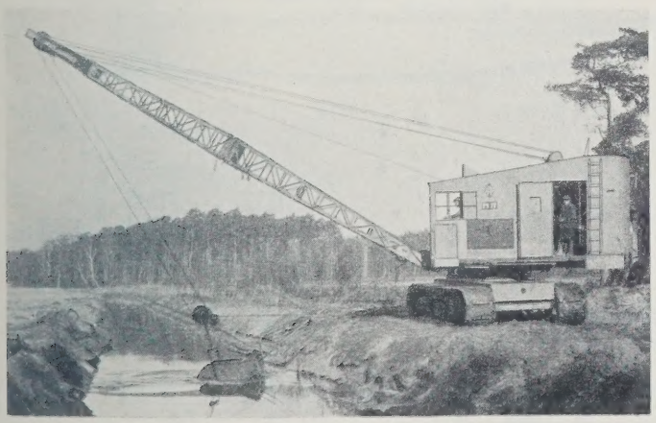


Abb. 2. Eimerseilbagger beim Grabenaushub.

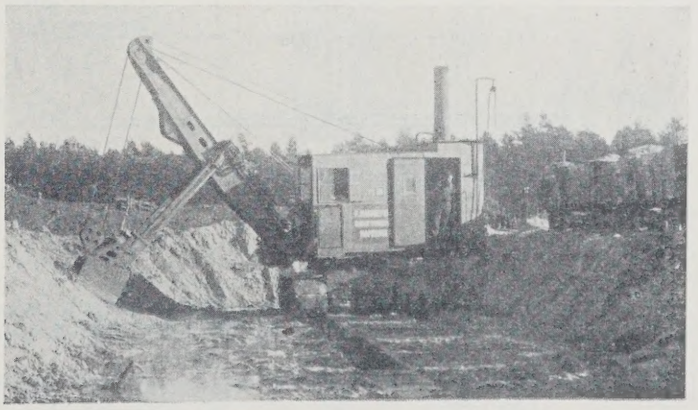


Abb. 3. Raupen-Löffelbagger beim Erdaushub.

Ein ebensolcher Bagger leistete in 10 Stunden beim Ziehen eines Grabens von 3 bis 4 m Tiefe in sehr festem Lehm- und Kiesboden 550 bis 600 m³ in 10 Arbeitsstunden. Hierdurch wurde eine Arbeiterkolonne von 120 Mann gespart.

Ein Raupenband-Löffelbagger belud an einer 3 m hohen Wand im Dauerbetriebe bei einem Löffelinhalt von ⅔ m³ und einem 4 fachen

Löffelspiel in der Minute einen Zug von 13 Wagen mit insgesamt 17,4 m³ Inhalt in 8½ Minuten (Abb. 3).

Dasselbe Modell leistete bei einem Bahnhofsumbau bei Antrieb durch Dieselmotor in 12 Stunden 876 m³ Mutterboden, der durch Lastautos, die 2,50 m über dem Baggerplanum standen, abgefahren wurde. Der Verbrauch an Betriebstoff betrug rd. 5 kg/Std. Rohöl (Preis 1 R.-M.), zur Bedienung waren 1 Führer und 1 Hilfsmann notwendig.

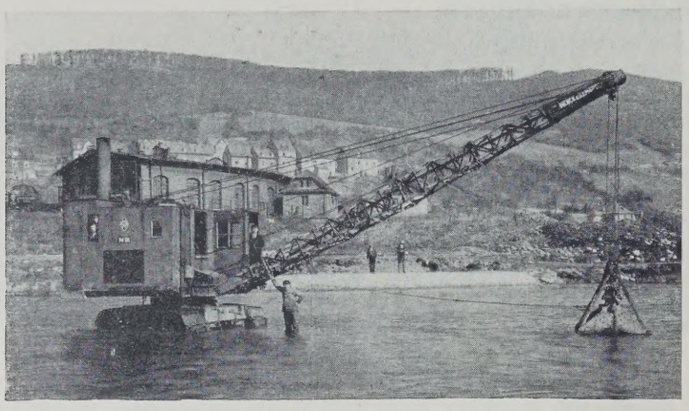


Abb. 4. Dampfgreifbagger bei einer Flußregulierung.

Bei dem Neubau eines Warenhauses in Hamburg wurde durch einen Raupengreifer (wie Abb. 4) ein 10 m³ fassender Lastkraftwagenzug in sechs Minuten beladen. Der Greiferinhalt betrug 0,8 m³.

Im Abraum von rd. 12 m Gesamthöhe, bestehend aus schwerem Ton und Letten mit einer Sandsteinschicht von etwa 20 cm Stärke verarbeitete ein Elektro-Raupenbagger mit einem Löffelinhalt von 2,25 m³ in 9½ Stunden 1400 m³ Abraum, den er sich selbst losbrach. Bei Handschacht wären hierzu — günstig gerechnet — etwa 245 Arbeiter notwendig gewesen.

Abb. 5 zeigt einen Elektro-Raupenlöffel in einem Magnesitbruch. Der Löffelinhalt beträgt 1,5 m³. Die um den Bagger herumliegenden Gesteinbrocken zeugen von der gewaltigen Grabkraft.

Diese Mitteilungen zeigen, daß heute nur der vorwärts kommen kann, der sich in geschickter Weise der technischen Hilfsmittel bedient. Der Raupenbagger hat im Tiefbau noch lange nicht den Platz, den er

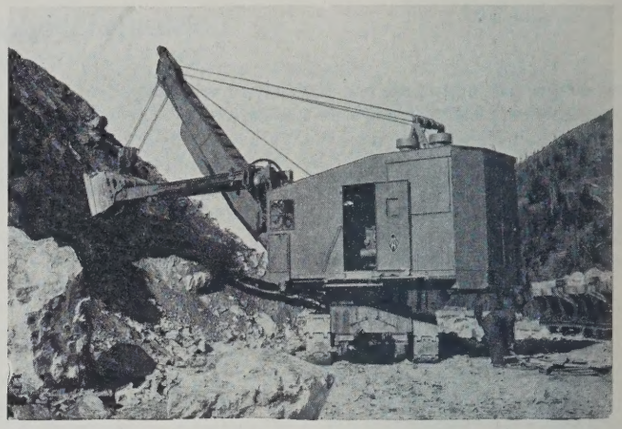


Abb. 5. Elektro-Steinbruch-Löffelbagger von 1,5 m³ Löffelinhalt in einem Magnesitbruch.

verdient. Die Automobilindustrie erhöht ihre Leistungsfähigkeit durch Ersatz der Handarbeit mit Hilfe der Maschine, andere Industrien folgen und greifen gern und freudig zu, wenn ihnen eine Handhabe zur Vereinfachung ihres Betriebes und zu einer Steigerung ihrer Leistungsfähigkeit gegeben wird. Auch das Tiefbaugewerbe sollte mehr als bisher diese technischen Fortschritte ausnutzen. Wenn auch die Ausgabe für Beschaffung eines solchen Gerätes bedeutend ist, der Erfolg wird nicht ausbleiben.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad.

Von Prof. Dr. **Karner**, Zürich.

(Fortsetzung aus Heft 44.)

Wir wollen nun die einzelnen beachtenswerten Einzelheiten in der Reihenfolge der Durchführung der Arbeiten besprechen. Auf beiden Seiten der Brücken waren die Dämme für die Anschlußstraßen bereits an-

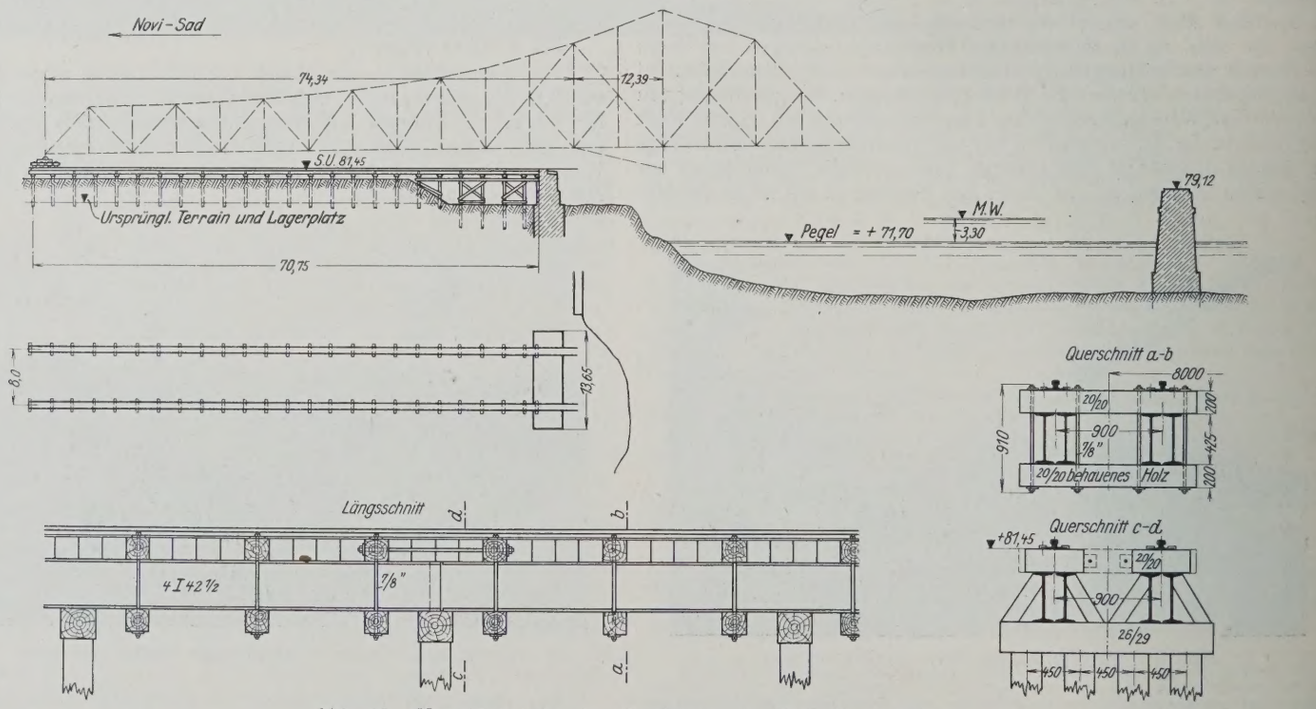


Abb. 12. Verschiebebahn des Kragträgers der Seite Novi-Sad.

geschüttet, jedoch hatten sie sich noch nicht genügend gesetzt, so daß es zunächst auf der Seite Novi-Sad einen recht unsicheren Untergrund für die Einfahrbahn gab und eine besondere Gründung durch Rammen von Pfählen bis auf tragfähigen Boden notwendig wurde. Abb. 12 zeigt die Verschiebebahn dieser Seite. Je vier Pfähle von 26 cm Durchm. wurden in einem Querschnitt einer Fahrbahn für je zwei Schienen unter einem Hauptträger gerammt und durch Querbalken 26/29 verbunden. Darauf wurden zwei Paare I-Träger 42½ verlegt. Die Einzelheiten der Durchführung gehen aus der Abbildung hervor, die auch die Lage des Novi-Sader Kragträgers während der Montage zeigt, bei der die Pylonenpunkte XIV über dem wasserseitigen Hilfsjoch liegen. Um die Fahrbahnträger an

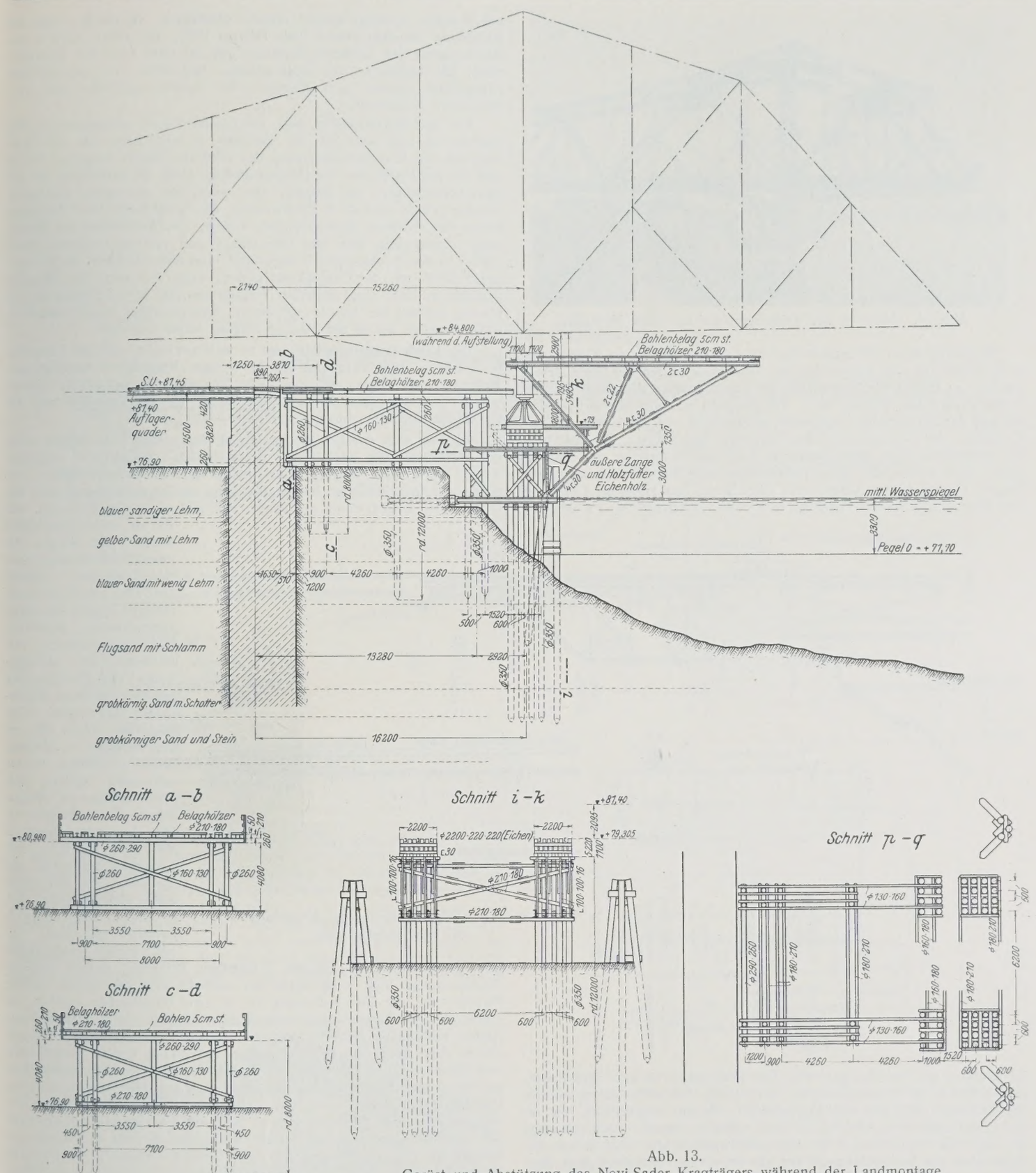


Abb. 13.
Gerüst und Abstützung des Novi-Sader Kragträgers während der Landmontage.

den Stoßstellen nicht durch Bohren von Löchern für andere Zwecke unbrauchbar zu machen und um auch besondere Verlaschungen zu vermeiden, wurde die dargestellte einfache Verbindung gewählt. Ein genaueres Bild von den Einrüstungen der Montagebühne und der Einfahrbahn am Novi-Sader Widerlager gibt Abb. 13. Dieser können die Bodenverhältnisse in den einzelnen Schichten, die für die Rammpfähle in Frage kommen, entnommen werden. Da die letzte Stützung der Pylonen über dem wasserseitigen Hilfsjoch (15,26 m vom Auflager des Landwiderlagers entfernt) stattfindet, kragt dieser Brückenteil über die ganze Länge des eigentlichen Kragarmes, also über rd. 26 m aus. Die Pylonen wurden dabei unmittelbar auf die Stahlguß-Lagerkörper abgestützt, die auf einem Bohlenrost des Pfahljochkopfes aufgelagert worden waren. Die vorstehend erläuterte Abb. 13 wird wirkungsvoll ergänzt durch das Lichtbild der Abb. 14, das uns den Stand der Montage des Novi-Sader Kragarmes anfangs August 1926 vor Augen führt. Der Kragträger ist vollständig fertig zusammengebaut und wird eben mit Hilfe von besonderen Nietgerüsten abgenietet. Die Donau zeigt dabei einen Stand von etwa 3,50 m über dem mittleren Wasserspiegel, und zwar nach dem Abflauen des vorhin erwähnten großen Sommerhochwassers. (Im Hintergrunde des Bildes erblicken wir die stromauf gelegene Eisenbahnbrücke der Strecke Budapest—Belgrad.)

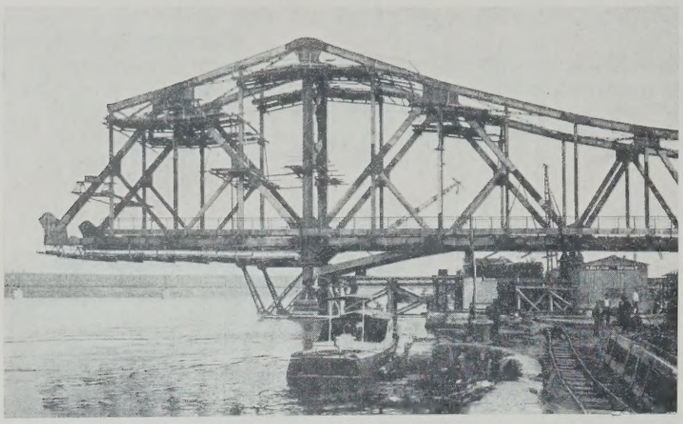


Abb. 14. Abnieten des Kragträgers auf der Seite Novi-Sad.

Beschäftigen wir uns anschließend an die Landmontage des Kragträgers in Novi-Sad mit den entsprechenden Einrichtungen auf der Seite Peterwardein, so stoßen wir hier bereits auf Abweichungen, die durch die örtlichen Verhältnisse bedingt sind. Ursprünglich war dieselbe Art der Erstellung der Einfahrbahn vorgesehen, doch ergab sich bald nach einigen Versuchen die Unmöglichkeit des Rammens von Pfählen, da man teils auf undurchdringliche Mauerwerkteile, teils auf Hohlräume der Festung stieß. Man mußte sich daher entschließen, eine Bahn aus Beton auszuführen. Gemäß Abb. 15 wurden mit 1,6 m Breite und im Mittel 1 m Höhe zwei Betonkörper für die Fahrbahn (für jeden Hauptträger ein Fundament)

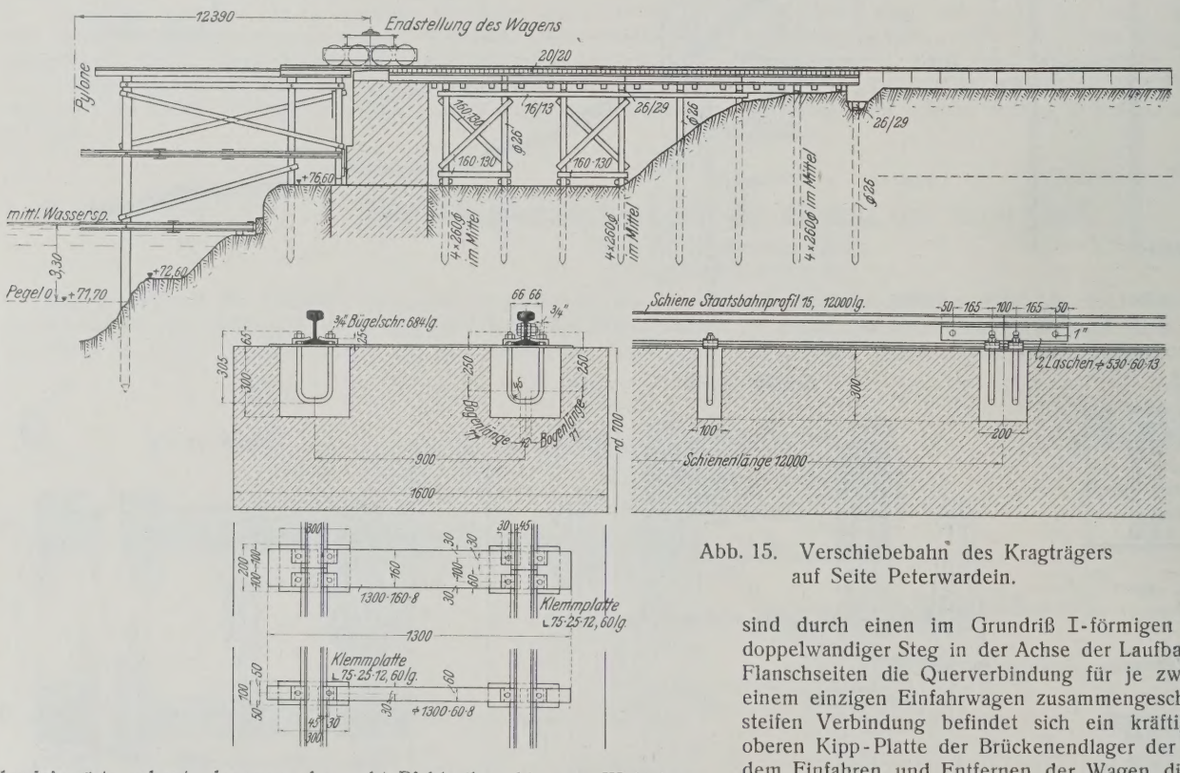


Abb. 15. Verschiebebahn des Kragträgers auf Seite Peterwardein.

landeinwärts gebaut, dagegen aber acht Pfahlreihen bis zum Widerlager, genau wie in Novi-Sad, gerammt. Auf diesen Betonfahrbahnen wurden die Schienen mit Hilfe von einbetonierten Bügeln festgemacht, wie es die Einzelheiten von Abb. 15 deutlich erkennen lassen. Abb. 16 zeigt die Lage des Hilfsjoches auf der Seite Peterwardein, das 12,39 m von der Lagerachse des Landwiderlagers entfernt ist. Diese Abbildung zeigt aber anderseits nur die geplante Art der Auflagerung des Kragträgers entsprechend der Seite Novi-Sad. Die ungünstigen Verhältnisse des gerammten Pfahljoches — man stieß, entsprechend den in der Abbildung angegebenen Bodenschichten, bald auf undurchdringlichen harten Serpentin — zwangen jedoch, den Kragträger weiter zurück zu montieren, so daß die Pylonen nicht auf dem Hilfsjoch, sondern auf dem Landwiderlager abgestützt werden mußten. Abb. 17 läßt diese Änderungen gegenüber der ursprünglichen Montageanordnung und gegenüber der Anordnung in Novi-Sad erkennen. Infolge dieser Lagenänderung erübrigte sich der Einbau der auskragenden Hilfsbühne, und eine Abstützung des auskragenden Teiles konnte auf dem Hilfsjoch in dem Punkte XVI mit Hilfe der Hilfsstützen, die für das Einschwimmen vorgesehen sind und ohnedies an dieser Stelle hätten später montiert werden müssen, stattfinden. Im übrigen zeigt die Abbildung den Bauzustand Ende Februar 1927; wir sehen noch in der Brückenachse den fahrbaren Turmkran und auf einer Seite den Schwenkmast, die zusammen den Zusammenbau bedienten. Die angebrachten Hilfsgerüste dienen zum Abnieten der zusammengebauten und verschraubten Konstruktion.

Um die Erläuterungen über die Landmontagen abzuschließen, betrachten wir nun noch Abb. 18. Stromab, in einer Lage, die mit Rücksicht auf den Einschwimmvorgang des mittleren Trägers festgelegt wurde und die am besten aus der Fliegeraufnahme (Abb. 29) hervorgeht, ist auf zwei Betonbahnen, die ähnlich, aber wegen der geringeren Raddrücke leichter gebaut sind als in Peterwardein, die Ausfahrbahn bezw. Montagebühne des mittleren Schwebeträgers verlegt. Drei Feldweiten der Brücke ragen wasserseitig über das Ufer hinaus und sind auf einfachen Pfahljochen in den Knotenpunkten abgestützt. Das äußerste Ende, der Knotenpunkt XVIII mit der Gelenkkonstruktion, kragt frei vor. Die Montage geschah mit Hilfe eines einfachen Portalkranes, der über die ganze Brücke hinweg reichte; die Arbeiten an diesem Schwebeträger waren wesentlich früher erledigt, als es der Montagevorgang selbst verlangte.

Die Landmontagen waren nun so weit gediehen, daß das Längseinfahren bezw. Einschwimmen des Novi-Sader Kragträgers vorgenommen werden konnte. Bevor wir aber diesen Vorgang näher betrachten, müssen wir die Bewegungseinrichtungen, die Wagen für das Verfahren und die Kähne für das Schwimmen, besprechen.

Abb. 19 zeigt deutlich die Anordnung der beiden Einfahrwagen unter den Punkten 0 der landseitigen Brückenenden. Dieses Bild vergegenwärtigt auch noch sonstige Einzelheiten der Brückenkonstruktion; wir sehen den Abschluß der Brückenfahrbahn am Landwiderlager, und wir sehen auch ausgezeichnet die beiden Fahrbahnen für das Einfahren, wie wir sie vorhin geschildert haben. Ein Wagen für zwei Schienenstränge einer Haupttragwand besteht aus vier einzelnen zweirädrigen Wagen, die, durch entsprechende Konstruktion untereinander verbunden, die Auflagerkräfte des Stützpunktes auf die Fahrbahn gleichmäßig übertragen. Die Schienen haben 90 cm gegenseitigen Abstand, und die Mitten zweier auf einer Schiene aufeinanderfolgender Wagen haben 2 m Entfernung. Die Laufräder besitzen 800 mm Durchm. und doppelten Spurkranz, und die Laufachsen der Räder eines Einzelwagens sind in einem steifen Doppelrahmen eingebaut. Je vier solcher Einzelwagen sind durch einen im Grundriß I-förmigen Balancier, dessen längerer doppelwandiger Steg in der Achse der Laufbahn liegt und dessen kürzere Flanschseiten die Querverbindung für je zwei Einzelwagen ergeben, zu einem einzigen Einfahrwagen zusammengeschlossen. In der Mitte dieser steifen Verbindung befindet sich ein kräftiges Stahlgußlager, das zur oberen Kipp-Platte der Brückenendlager der Punkte 0 paßt, so daß nach dem Einfahren und Entfernen der Wagen die Brückenenden unmittelbar auf die endgültigen unteren Teile der Lager abgesetzt werden können. Die konstruktive Anordnung der Verbindung der vier Einzelwagen ist, wie schon gesagt, balancierartig, so daß die lotrechte Auflagerkraft auf alle acht Räder gleichmäßig verteilt wird. Der Antrieb der Wagen geschieht mit Hilfe von Winden, die durch Seile die Wagen in der Brückenlängsachse fortbewegen. Die zwei geschilderten Wagen dienen zur Unterstützung der Punkte 0 beim Einfahren der Kragöffnungen, und sie dienen auch zur Unterstützung der landseitigen Punkte XVIII des Schwebeträgers, wenn dieser ausgefahren wird, um auf die Kähne abgesetzt zu werden.

Ebenso wie für alle Vorgänge des Verfahrens nur eine Fahreinrichtung vorgesehen ist, ist auch für alle Schwimmvorgänge nur eine Schiffgruppe eingerichtet, die aus zwei Kähnen besteht, die von der Donau-Dampfschiffahrtsgesellschaft auf sechs Monate gemietet wurden. Diese Kähne sind normale eiserne 1000-t-Schleppkähne mit 63 m Länge, 8,2 m Breite und 2,4 m Höhe. Abb. 20 stellt die grundsätzliche Anordnung der Kähne und der Versteifungsträger mit der Tragkonstruktion dar, und zwar

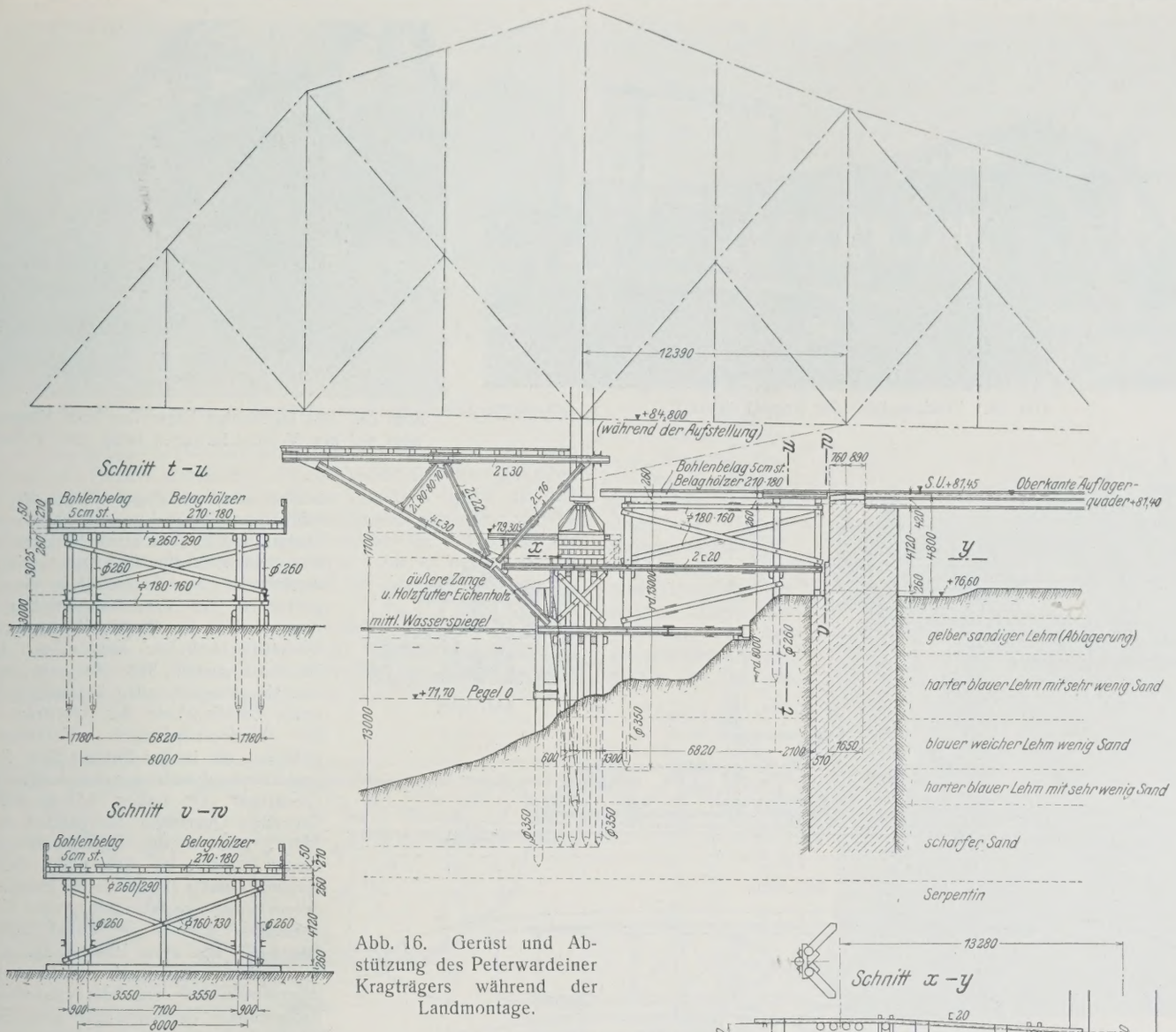


Abb. 16. Gerüst und Abstützung des Peterwardeiner Kragträgers während der Landmontage.

ist gleichzeitig die Art der Unterstützung des Kragträgers unter den Pylonen in den Punkten XIV angedeutet. Ohne zunächst auf Einzelheiten der Schiffsaussteifung und der Art der Lagerung der eisernen Versteifungsträger einzugehen, sehen wir, daß jeder Kahn zwei Lagerräume besitzt, die durch dichte Schotte in 1 u. 3 bezw. 4 u. 6 abgeschlossen sind. Die Räume am Bug vor dem Schott 1 und die Wohnräume am Heck hinter Schott 6 wurden weder versteift, noch sonstwie benutzt, sondern der Schiffbesatzung überlassen. Bug- und Heck-Kran blieben unberührt, der mittlere Kran wurde demontiert, um über dem Schottraum 3—4 Motoren

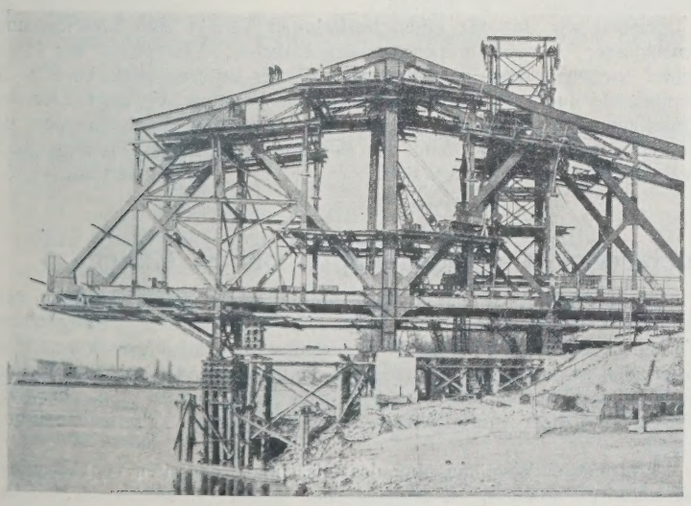


Abb. 17. Montage des Kragträgers Peterwardein.

Zu Abb. 16.

und Pumpen mit den zugehörigen Rohranlagen aufbauen zu können. Da die Längssteifigkeit eines Kahnes, bei der äußerst ungünstigen Belastung in der Schiffsmitte, trotz der Versteifungsträger sehr gering war und um eine ungünstige Beanspruchung der Schiffshaut zu vermeiden, wurden in 2 u. 5 besondere dichte Holzschotte eingebaut, um in den Räumen 1—2 und 5—6 Wasserballast vorsehen zu können. Dieser hat nur den Zweck, die ungünstigen Biegemomente, die der Auftrieb sonst in den nicht längsversteiften Schiffsteilen am Bug und Heck hervorrufen würde, zu vermeiden und auch das Größtmoment in Schiffsmitte etwas herabzusetzen. Die absolute Höhenlage der durch die Kähne unterstützten Brückenkonstruktion ist auch während des Einschwimmens konstant, wenn wir von dem notwendigen Spiel, das zum Anheben und Absetzen über der festen Lagerung notwendig ist, absehen. Veränderlich dagegen ist aber innerhalb eines gewissen, möglichst groß anzunehmenden Maßes der Wasserspiegel der Donau und damit die relative Höhenlage der Schiffe zur Brückenkonstruktion. Unveränderlich muß aber die Tauchtiefe der Kähne infolge der Belastung durch die Brücke bleiben, was bei Aufnahme der Brückenlast nur durch Lenzen einer Wasserballastmenge und beim Abgeben der Last nur durch

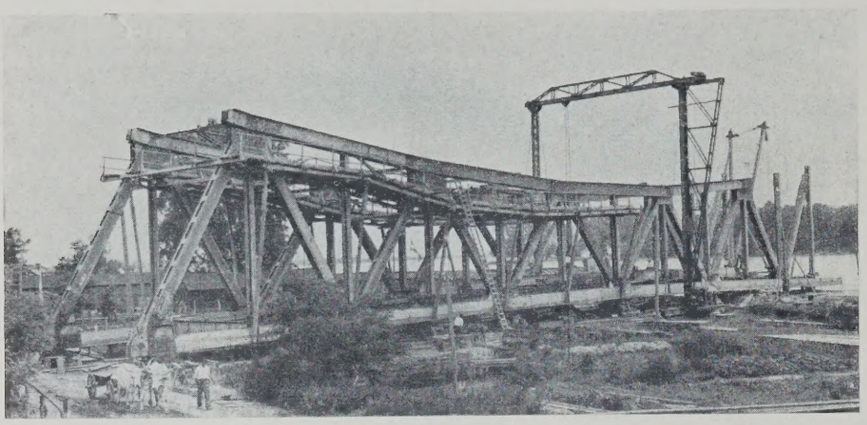


Abb. 18. Landmontage des Koppelträgers.

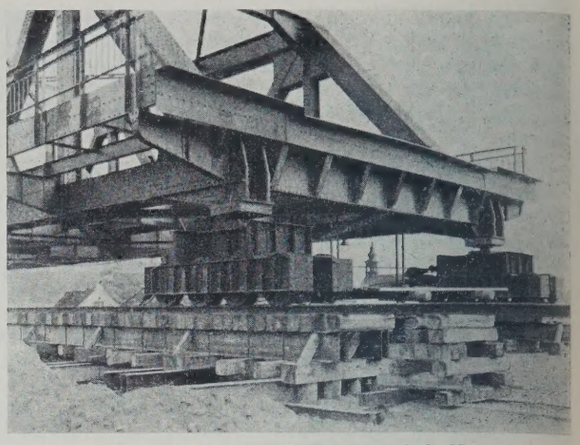


Abb. 19. Das landseitige Lager des N.-S.-Kragträgers liegt auf den Verschiebewagen fertig zum Verfahren.

Abb. 20b.

Abb. 20c.

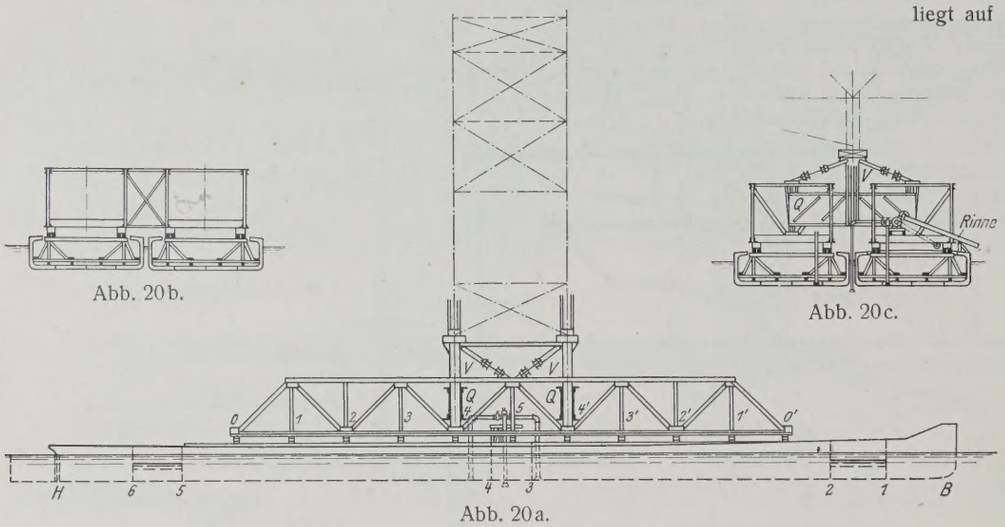


Abb. 20a.

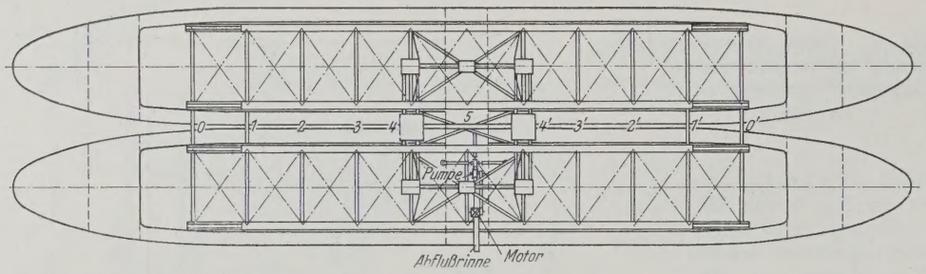


Abb. 20. Allgemeine Anordnung der Schiffsausrüstung zum Tragen der Brückenkonstruktion.

Fluten möglich ist. Als Ballasträume stehen die Lagerräume 2—3 und 4—5 zur Verfügung. Eine besondere elektrisch angetriebene Pumpenanlage bedient eine Rohranlage, deren einer Strang zwischen den beiden Kähnen nach außen und deren andere Arme zu tiefst auf den Boden der Ballasträume reichen. Zum Abführen der Lenzwassermengen beim Entleeren der Kähne sind besondere Abflußrinnen vorgesehen. Zur Übertragung der Brückenlast auf die Schiffe dienen unmittelbar über den Kähnen lagernde 40-m-Brücken, die schon auf S. 654 erwähnten Straßenbrücken. Diese werden vollständig, nur unter Weglassung der Längsträger, zusammengebaut und verschraubt und stellen eine ausgezeichnete, räumlich wirkende Längsversteifung dar, die auch eine gleichmäßige Lastverteilung gewährleistet. Da zum Längseinfahren der Seitenöffnungen die Kähne gekoppelt werden müssen und die Last in die Symmetrieebene der beiden Schiffe übertragen wird, sind zunächst in den Punkten 0 in der Untergurtebene der Versteifungsbrücken Querriegel und in den Punkten 1 fachwerkartige Verbände (Abb. 20c) vorgesehen. In den Ebenen 4 gemäß Abb. 20a sind zwischen den Hauptträgern jeder Versteifungsbrücke, unter Zuhilfenahme des Querträgers und des Windverbandriegels, Verbände eingezogen, die in der Brückenmitte die Auflagerkonstruktion für schwere doppelwandige Querträger „Q“ tragen. Diese frei aufliegenden Querträger übernehmen in ihrer Mitte, also in der Symmetrieebene der beiden Schiffe, die Brückenlast durch besonders kräftig konstruierte Pfosten „V“, deren Höhenlage innerhalb großer Grenzen verstellbar ist. In der Ebene der Querträger „Q“ sind diese Pfosten, die zwischen den beiden Stegen der ersteren liegen, durch besondere ebenfalls einstellbar und nachstellbare Verspannungen gesichert; sie werden in der Lastebene zwischen den beiden Kähnen durch ähnliche veränderliche Verspannung gehalten. Die Pfosten tragen sehr breite Auflagerflächen, auf die entweder die Pylonenfüße XIV oder die entsprechenden Hilfsstützen der Punkte XVI und XVIII zur Auflagerung kommen und die die Brückenlasten einwandfrei übertragen. Da die Unterkanten der Hilfsstützen auf gleicher Kote liegen wie die Unterkanten der Pylonen, so haben wir auch beim Lastumsetzen während des Einfahrens immer nur mit einer absoluten Höhe für die Stützung der Brückenkonstruktion zu rechnen.

Haben wir uns für einen bestimmten Termin zum Einschwimmen entschlossen, so wird für den voraussichtlichen Wasserstand der Unterschied zwischen dem Wasserspiegel und der Brückenkonstruktion in der Hauptsache durch die Höheneinstellung des Pfostens „V“ gegenüber dem Querträger „Q“ geregelt, während die kleineren Veränderungen des Wasserspiegels, die während des Bewegungsvorganges eintreten, durch Wasserballast auszugleichen sind. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Belastungsprobe des Sitterviaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen bei St. Gallen.

Betrachtet man die Viadukte als elastische Gebilde, so erkennt man sofort, daß die Gewölbe von solchen nicht als fest eingespannt gelten können, sondern daß deren Kämpfer elastischen Verschiebungen und Verdrehungen unterworfen sind. Diese Erkenntnis ist nicht neu, und es haben sich deshalb schon verschiedene Forscher mit der Berechnung von kontinuierlichen Viadukten befaßt, so z. B.: Prof. W. Ritter, Panetti, Lossier, Prof. Dr. M. Ritter, Rabut, Dr. Pichl, Straßner, Dr. Suter. Auch Prof. Engeßer hat 1901 in der „Zeitschrift für Bauwesen“ eine Studie über Pfeilerverschiebungen von Viadukten veröffentlicht, wobei er aber der Einfachheit halber Dreigelenkbogen annahm.

Da aber die Berechnung nach irgend einem dieser Verfahren sehr mühsam und zeitraubend ist, begnügt man sich meistens mit gewissen Vereinfachungen, und unter diesen ist die Annahme elastisch verschiebbarer, aber unverdrehbarer Pfeilerköpfe die üblichste. Da bei hohen Pfeilern deren Elastizität gegenüber der Elastizität der Aufbauten stark überwiegt, führt gerade diese vereinfachende Annahme zu nicht zutreffenden Ergebnissen.

Ein anderer Weg, um über das tatsächliche Verhalten von Viadukten Aufschluß zu erhalten, ist derjenige des Versuches, sei es an Modellen nach dem Verfahren von Mesnager oder Beggs, oder nach dem

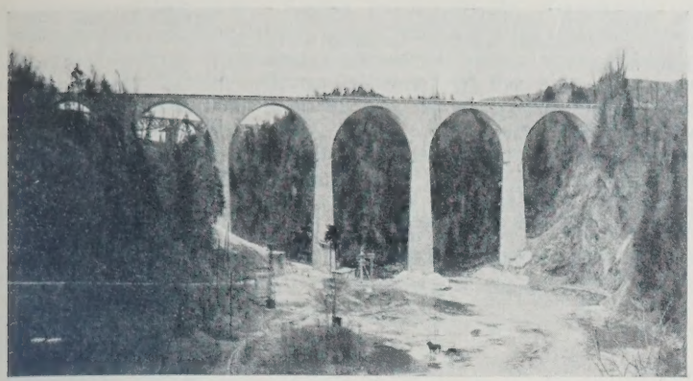


Abb. 1. Ansicht rechts der Bahn.

Kontinostatverfahren, oder seien es Versuche an ausgeführten Bauwerken selber.

Einen bemerkenswerten Versuch beschreibt M. Canat im I. Heft 1926 der „Annales des Ponts et Chaussées", der am Viadukt über die Racoumène ausgeführt wurde. Als Hauptergebnis dieses Versuches wurde ein mit zunehmender Belastung abnehmendes Elastizitätsmaß gefunden, nämlich 175 bis 125 t/cm². Da aber während des Versuches die Lehrgerüste der Gewölbe an den Formänderungen teilnahmen, war es in der darauffolgenden Auswertung schwierig, den Einfluß des Gerüstes genau zu berücksichtigen.

Ein weiterer Versuch, um über das statische Verhalten von Viadukten Aufschluß zu erhalten, wurde von der Sektion für Brückenbau bei der Generaldirektion der Schweizerischen Bundesbahnen am Sitterviadukt bei St. Gallen durchgeführt, worüber im folgenden näher berichtet werden soll.

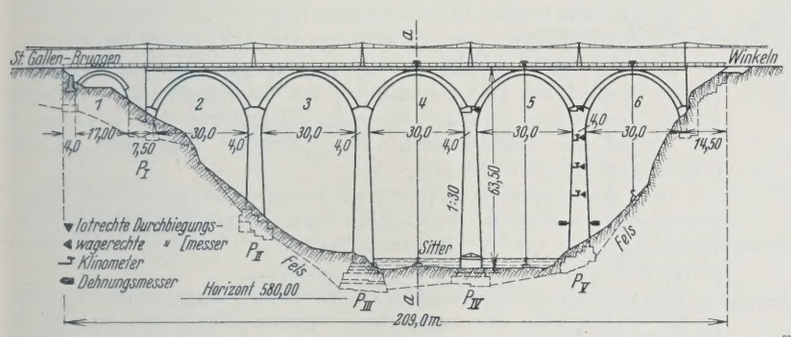


Abb. 2.
Angabe der Meßorte und der hauptsächlichsten Abmessungen.

Der neue Sitterviadukt bei St. Gallen (Abb. 1) wurde neben der alten eisernen, aus den Jahren 1853/56 stammenden Brücke in den Jahren 1924 bis 1926 erbaut und überquert das etwa 200 m breite Sittertobel in rd. 63 m Höhe. Die Pfeiler der neuen Brücke bestehen ganz aus Bruchsteinmauerwerk (harte Nagelfluh, sogenannter Schachengranit), ebenso die Stirnkränze der Gewölbe, sowie die Stirnflächen der Aufbauten; der übrige Teil der Gewölbe und Aufbauten wurde betoniert; der Schottertrog besteht aus Eisenbeton. Um die Temperatur- und Schwindspannungen auf ein annehmbares Maß zu beschränken, wurden die Aufbauten über sämtlichen Pfeilern durch Fugen voneinander getrennt. Die Hauptabmessungen betragen (Abb. 2):

lichte Weite der Gewölbe $l_0 = 5 \times 30{,}00$ m
„ Höhe „ „ $f_0 =$ 17,93 m

Die Gewölbe sind des besseren Aussehens wegen gegenüber dem Kreisbogen im Verhältnis 5/6 überhöht.

Scheitelquerschnitt = 7,20/1,20 m
Kämpferquerschnitt = 7,66/2,16 m.

Diese Abmessungen entsprechen den üblichen Verhältnissen.

Größte Höhe der Schwellenoberkante über Fundamentoberkante . . . . . $h_o = 63{,}50$ m
Pfeilerstärke beim Gewölbeansatz . . . $e_o =$ 4,00 m
Pfeilerstärke über dem tiefsten Fundament $e_u =$ 6,88 m.

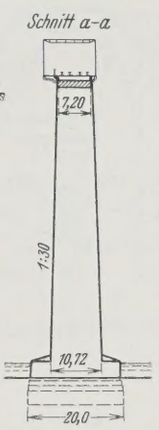
Die Pfeiler besitzen vom Gewölbeanfang an in beiden Richtungen einen Anzug von 1/30; ihre Abmessungen sind gegenüber der gebräuchlichen Bemessungsformel $e_0 = \frac{l_0}{8} + \frac{3\,h_0}{100} = 5{,}70$ m als sehr gering zu bezeichnen.

Der Entschluß, an diesem Viadukt größere Versuche vorzunehmen, wurde durch das Bestehen der daneben befindlichen alten Brücke sehr erleichtert, da es nur so ohne allzu große Gerüstkosten möglich war, bei zwei Pfeilern genaue Beobachtungen zu machen (Abb. 3).

Die Versuche wurden mit zwei C 5/6- und zwei A 3/5-Lokomotiven, die je 7 t Laufmetergewicht besaßen, durchgeführt. Mit Teilen oder mit der ganzen Belastung wurden die fünf Hauptöffnungen nacheinander wiederholt belastet, und folgende Verschiebungen, Verdrehungen oder Dehnungen wurden gemessen:

1. die lotrechten Bewegungen der drei Gewölbescheitel auf der Seite der Station Winkeln (Gewölbe 4, 5 und 6), und zwar jeweils links und rechts der Bahn,
2. die wagerechten Verschiebungen und die Verdrehungen in der Längsebene von Pfeiler IV,
3. an vier Stellen die wagerechten Verschiebungen und die Verdrehungen in der Längsebene von Pfeiler V,
4. die Dehnungen an sechs Punkten am Fuße von Pfeiler V, und an einem Punkte des Scheitels von Gewölbe 4,
5. die Querverschiebungen in Fahrbahnhöhe bei einseitiger Belastung,
6. die lotrechten und wagerechten Erschütterungen in Fahrbahnhöhe bei Langsam-, Schnell- und Bremsfahrten.

Die Verschiebungen wurden mit Meßuhren von $^1/_{100}$ mm Ablesegenauigkeit (Fabrikat Stoppani, Bern) zum Teil von der alten eisernen Brücke aus gemessen, und zum Teil mittels gespannter Drähte vom Talboden



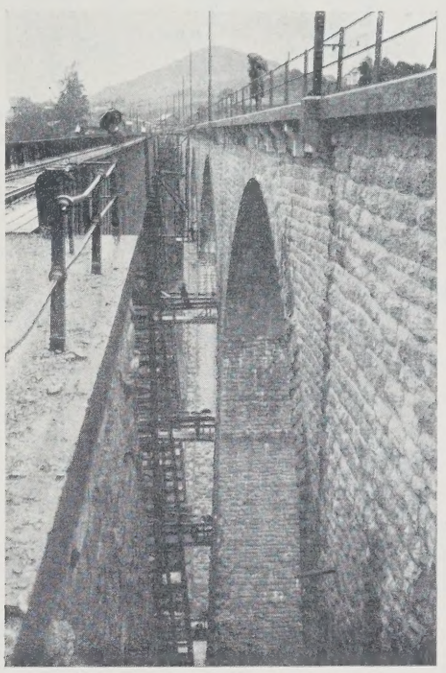


Abb. 3. Beobachtungs- und Meßgerüste an einem eisernen Pfeiler der alten Brücke.

aus. Die Verdrehungen wurden an einzementierten Flacheisen mit Mantelschen Klinometern (ebenfalls Stoppanifabrikat) festgestellt, deren Teilstriche ungefähr einer Drehung von 1,2″ alter Teilung entsprechen. Die Dehnungsmessungen fanden statt durch Okhuizenapparate mit 800facher Übersetzung, bei 100 cm Meßlänge und die Erschütterungsmessungen durch einen Vibrographen Geiger.

Die unter 1 bis 3 gefundenen Werte sind die wichtigsten und für die Belastung mit einer C 5/6 - Lokomotive gegenüber dem Längenmaßstab in Abb. 4 in 10 000facher Verzerrung graphisch aufgetragen worden. Bei allen Belastungsfällen treten die gleichen Erscheinungen auf, und zwar:

a) Die der belasteten Öffnung benachbarten Gewölbe erfahren im Scheitel eine Hebung, die ungefähr gleich ist dem dritten Teil der Senkung im belasteten Gewölbe; die zweitnächsten Gewölbescheitel erleiden wiederum eine Senkung, deren Größe ungefähr den dreißigsten Teil der Haupteinsenkung beträgt. Die gemessenen Verschiebungen betrugen:

Einsenkung in Öffnungsmitte in mm	y_2	y_3	y_4	y_5	y_6
Stellung 3	+ 0,01	— 0,12	+ **0,38**	— 0,13	+ 0,05
„ 4	— 0,01	+ 0,01	— 0,14	+ **0,38**	— 0,13
„ 5	— 0,01	— 0,01	+ 0,01	— 0,10	+ 0,26

b) Die Verdrehungen der Pfeilerköpfe treten stark in Erscheinung, und ihr Drehungssinn ist abwechselnd rechts und links. Dementsprechend biegen sich die Pfeiler abwechselnd nach links und nach rechts aus.

c) Das belastete Gewölbe erfährt eine Verlängerung der Kämpfersehne, diejenigen der benachbarten Gewölbe erfahren eine Verkürzung und die der zweitnächsten Gewölbe wiederum eine Verlängerung.

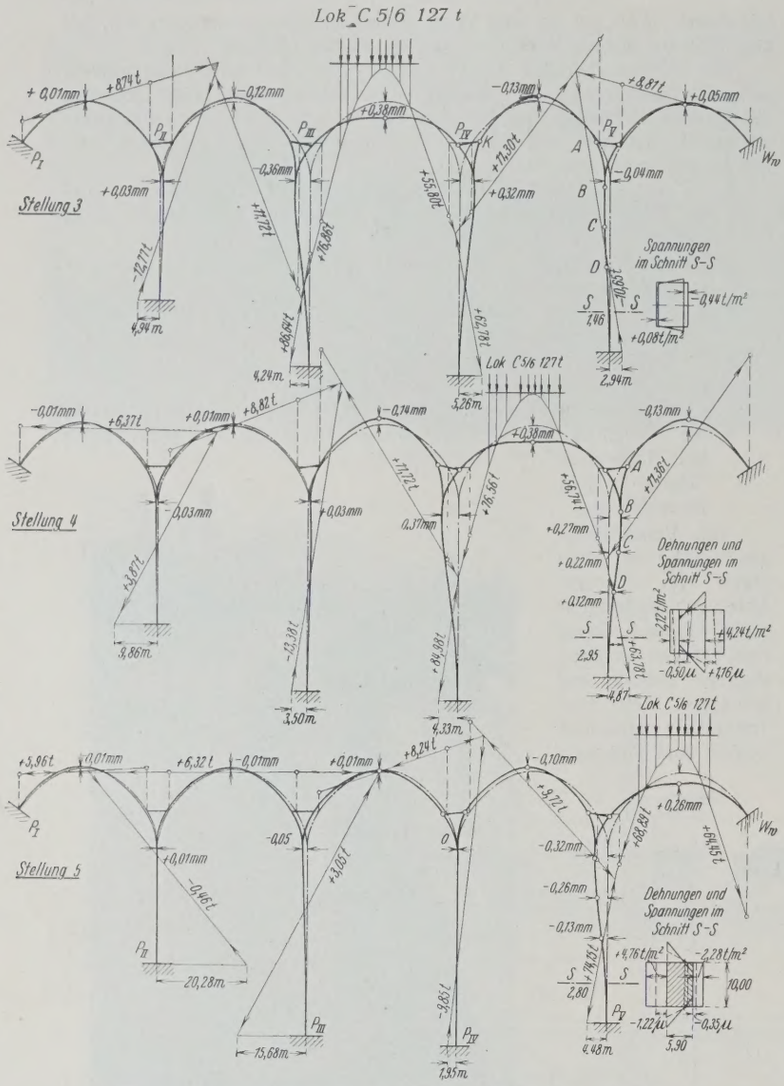


Abb. 4. Formänderungen und Kräfte infolge der Belastung durch eine C 5/6-Lokomotive von 127 t.
Verzerrungsmaßstab = 10 000 : 1.

Veränderung der Gewölbesehne in mm	l_2	l_3	l_4	l_5	l_6
Stellung 3	+ 0,03	— 0,39	+ **0,68**	— 0,36	+ 0,04
„ 4	— 0,03	+ 0,06	— 0,40	+ **0,64**	— 0,27
„ 5	+ 0,01	— 0,04	+ 0,05	— 0,32	+ **0,32**

Das Ergebnis hatte überrascht, denn man glaubte, daß sich die Sehnen mit Ausnahme der belasteten Öffnung bei allen Gewölben verkürzen würden, und erwartete nicht in dem Maße sozusagen eine ausgesprochene Rahmenwirkung eines Viaduktes. Es wurde deshalb eine rechnerische Nachprüfung der erhaltenen Bewegungen vorgenommen, die nach dem übersichtlichen, aber immerhin noch viel Arbeit verursachenden Verfahren von Dr. Pichl, Düsseldorf, durchgeführt wurde. Solche Nachrechnungen sind immer sehr umständlich, da die zu treffenden Annahmen genau mit der Wirklichkeit übereinstimmen müssen. Jede Annäherungsrechnung hätte in diesem Falle gründlich versagt, so daß nur eine den Verhältnissen möglichst entsprechende Berechnung vorgenommen werden durfte. Sehr wichtig ist auch, daß die Formänderungsarbeit über alle diejenigen Konstruktionsteile ausgedehnt wird, die irgendwie durch die aufgebrachte Last beansprucht und infolgedessen auch verformt werden. Bei der Sitterbrücke mußte deshalb auch der gesamte Aufbau mitberücksichtigt werden, der aber aus verschiedenartigen Materialien besteht (Bruchsteinmauerwerk, Stampfbeton, Füllbeton und Eisenbeton). Die richtige Wahl der Verhältnisse der Elastizitätsmaße untereinander spielt dabei eine große Rolle. Der Verfasser glaubt, daß diese richtig eingeschätzt wurden, und zwar wie folgt:

Mauerwerk aus Nagelfluh $E_n = 1{,}00\,E_n$ (180 t/cm²)
„ „ Eisenbeton $E_e = 2{,}00\,E_n$ (360 „)
„ „ Stampfbeton $E_s = 1{,}50\,E_n$ (270 „)
„ „ Magerbeton $E_m = 0{,}75\,E_n$ (135 „)

Mit Hilfe dieser Werte wurden die Formänderungen für ein $E_n = 1$ auf rechnerischem Wege rein theoretisch bestimmt. Werden hierauf die so erhaltenen Ergebnisse durch die gemessenen Formänderungen dividiert, so erhält man das für jede Bewegung maßgebende mittlere Elastizitätsmaß. Je näher diese E-Werte, die aus verschiedenartigen Messungen aus dem ganzen Bauwerke abgeleitet werden, zusammenliegen, um so größere Übereinstimmung besteht zwischen Rechnung und Messung, und um so größer ist die Gewähr, daß beide gut durchgeführt wurden. In Abb. 4 sind die gemessenen Verschiebungen in Kombination mit den berechneten Werten gegenüber dem Längenmaßstabe in 10 000 facher Verzerrung aufgetragen, woraus namentlich der Einfluß der elastischen Verdrehbarkeit deutlich ersichtlich ist.

Die aus obigen Berechnungen gewonnenen Werte für das Elastizitätsmaß für Nagelfluh ergaben:

aus den Einsenkungen der belasteten Gewölbe $E_n = 168$ bis 177 t/cm²
„ „ Hebungen der benachbarten Gewölbe $E_n = 168$ bis 199 „
„ „ Verschiebungen der benachbarten Pfeiler $E_n = 186$ bis 193 „
„ „ Verdrehungen der benachbarten Pfeiler $E_n = 181$ bis 191 „

In Anbetracht der kleinen Bewegungen, die gemessen werden mußten, und im Hinblick auf die Empfindlichkeit der theoretischen Werte in bezug auf die Verhältnisse der Elastizitätsmaße untereinander und in bezug auf den Verlauf der Kräfte müssen die gefundenen Ergebnisse als sehr befriedigend betrachtet werden.

Die gemessenen sowie auch die berechneten Formänderungen zeigen deutlich, daß Viadukte mit voller Aufmauerung mehr als durchlaufende Rahmen mit stark gesprengtem Riegel anzusehen sind.

Die wichtigste Erscheinung bei einem elastisch eingespannten Gewölbe ist die Verringerung des wagerechten Schubes. Bezeichnet man mit H_0 den Schub im festeingespannten Gewölbe, so wurde beim Sitterviadukt gefunden:

Schub im belasteten Gewölbe $H_1 \approx 0{,}3\ H_0$
„ „ benachbarten Pfeiler $H_p \approx 0{,}2\ H_0$
„ „ benachbarten Gewölbe $H_2 \approx 0{,}1\ H_0$.

Es ist also nicht außer acht zu lassen, daß die Gewölbescheitel bei elastischen Pfeilern bedeutend größere Momente aufzunehmen haben als bei nahezu starren Pfeilern. Bei der Sitterbrücke wächst z. B. das Scheitelmoment für eine C 5/6-Lokomotive von 32,2 tm bei starren Kämpfern auf 92 tm bei nur verschieblichen Kämpfern, und auf 144 tm, wenn auch die Drehbarkeit der Pfeiler berücksichtigt wird. Dagegen nimmt der Schub ab von 68,7 t auf 43 t bezw. auf 20 t.

H. Nater, Ingenieur bei der Sektion für Brückenbau der Generaldirektion der Schweiz. Bundesbahnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Eine Großkraftanlage in Kalabrien.

Von Ing. Dr. **W. Vieser**, Wien.[1])

Der Ausbau der Wasserkräfte schreitet in Italien rüstig vorwärts, auch in Mittel- und Süditalien im Gebiete der Apenninen, in Toskana, Umbrien, Latium und Campanien. Sogar in dem wasserarmen Kalabrien werden demnächst erhebliche Energiemengen zur Verfügung stehen, die bis nach Apulien und Sizilien geleitet werden sollen.

Kalabrien, ein den meisten Italienern und Italienreisenden noch unbekanntes Land, steht seit kurzem im Zeichen des wirtschaftlichen Aufschwunges. Neue Verkehrswege, Kraftwerke, Bewässerungsanlagen und große Bonifikationen in den Ebenen von Sybaris und Sant Eufemia sind in Ausführung begriffen. Industrie und Land- und Forstwirtschaft entwickeln sich günstig.

Die Wasserkraftanlagen Kalabriens sind um so bemerkenswerter, als es sich nicht um einzelne mittlere Anlagen, sondern um eine zusammenhängende Gruppe von Großkraftwerken handelt, die das ganze Einzugsgebiet eines Flusses in Verbindung mit großen Stauseen planmäßig ausnutzen. Es sind dies die Wasserkräfte des Neto, der in der sogenannten „Sila", dem Kalabresischen Hochland, in 1500 m Seehöhe entspringt und nach kurzem Lauf nächst Cotrone ins Jonische Meer mündet. Seine bedeutendsten Nebenflüsse sind der Arvo und der Ampollino.

Einen Überblick über die geplante, zum größeren Teil im Bau befindliche Anlage geben Abb. 1 u. 2, aus denen man entnehmen kann, daß die ganze Anlage aus einer Hauptgruppe und einer Nebengruppe besteht.

Zur Hauptgruppe gehören die beiden Stauseen an den Flüssen Arvo (Serbatoio Nocelle) und Ampollino (Serbatoio Trepido) in etwa 1270 m Seehöhe mit je 60 Mill. m³ nutzbarem Inhalt. Sie sind miteinander durch eine 6250 m langen Stollen verbunden. Vom Stausee Trepido wird das Wasser durch einen 4200 m langen Druckstollen mit 16 m³/Sek. Wasserführung einem Wasserschloß zugeführt und im 1. Stufenwerk der Hauptgruppe auf Kote 800 mit einem Bruttogefälle von 470 m verwertet. Das Unterwasser fließt

[1]) Nach einem Bericht der Zeitschrift „L'Energia Elettrica, Augusthefft 1927, dem auch die Abbildungen entnommen sind.

in ein Ausgleichbecken von 204 000 m³ Fassungsraum, das durch ein Wehr im Flußbett des Ampollino gebildet wird. In dieses ergießt sich auch das dem Neto unterhalb der Einmündung des Arvo entzogene Wasser aus dem Stausee Juntura (17 800 000 m³ Nutzraum), das einen 5 km langen Freispiegelstollen durchfließt. Ein Druckstollen von 3900 m Länge leitet die vereinigten Gewässer des Neto, Arvo und Ampollino zur zweiten Hauptstufe, dem Kraftwerk Timpa Grande, wo ein Gefälle von 539 m verwertet wird. Das Unterwasser dieser Stufe, vermehrt um das dem Netobett entnommene Wasser, wird dann noch in einer dritten Stufe, genannt Basso Neto, zu deren Wasserschloß ein 2500 m langer Kanal führt, mit einem Gefälle von 140 m ausgenutzt.

Die Höchstleistungen der drei Hauptstufen sind 60 000, 140 000 und 30 000 PS. Die gesamte Energieerzeugung beträgt 600 bis 700 Mill. kWh.

Die Nebengruppe bezweckt die Verwertung der Wasserkräfte des Hochtales des Neto und des Nebenflusses Garga über 800 m Meereshöhe.

Zu diesem Behufe soll am oberen Neto in etwa 1300 m Seehöhe ein Staubecken (Serbatoio Ariamacina) von 25 Mill. m³ Nutzraum geschaffen werden. Dieses Becken steht durch einen 6280 m langen Freispiegelstollen mit einem zweiten Stausee im Gargatal, genannt Serbatoio Torre Garga, mit 4 250 000 m³ Fassungsraum auf Seehöhe 1200 in Verbindung. Ein 780 m langer Druckstollen leitet das Wasser dem Wasserschloß der obersten Stufe (Kraftwerk Juri Vetere) zu, wo ein Bruttogefälle von 186,50 m ausgenutzt wird. Der Unterwasserkanal führt zu einem

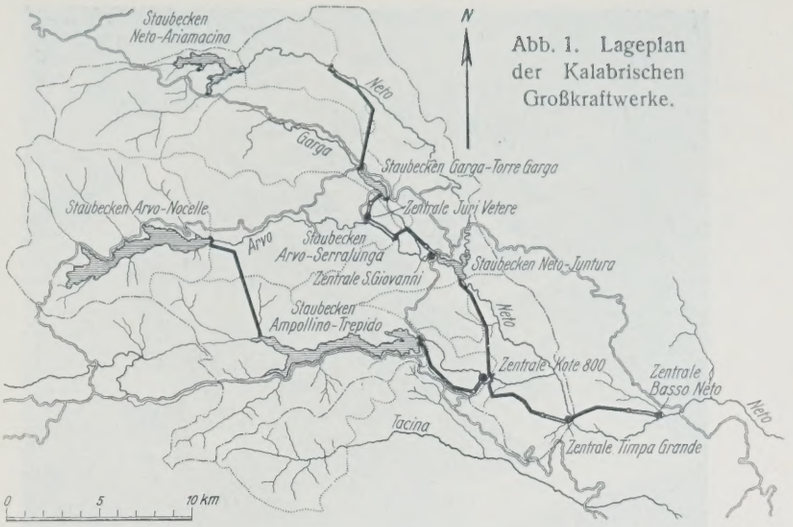


Abb. 1. Lageplan der Kalabrischen Großkraftwerke.

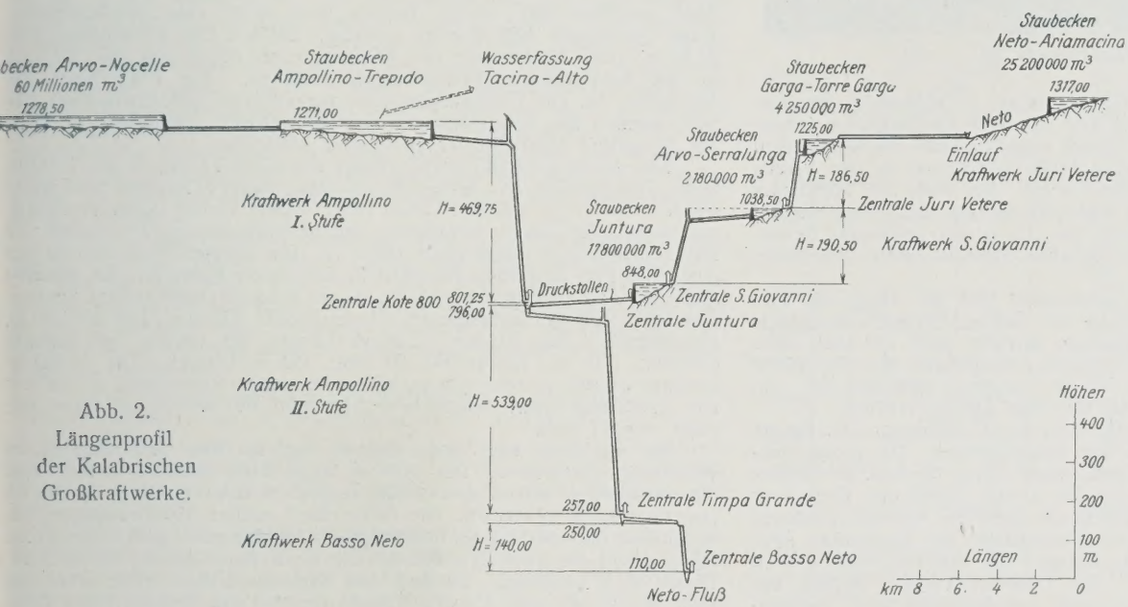


Abb. 2. Längenprofil der Kalabrischen Großkraftwerke.

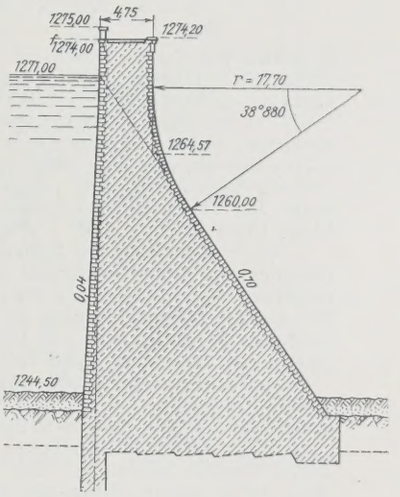


Abb. 3. Querschnitt der Staumauer Trepido.

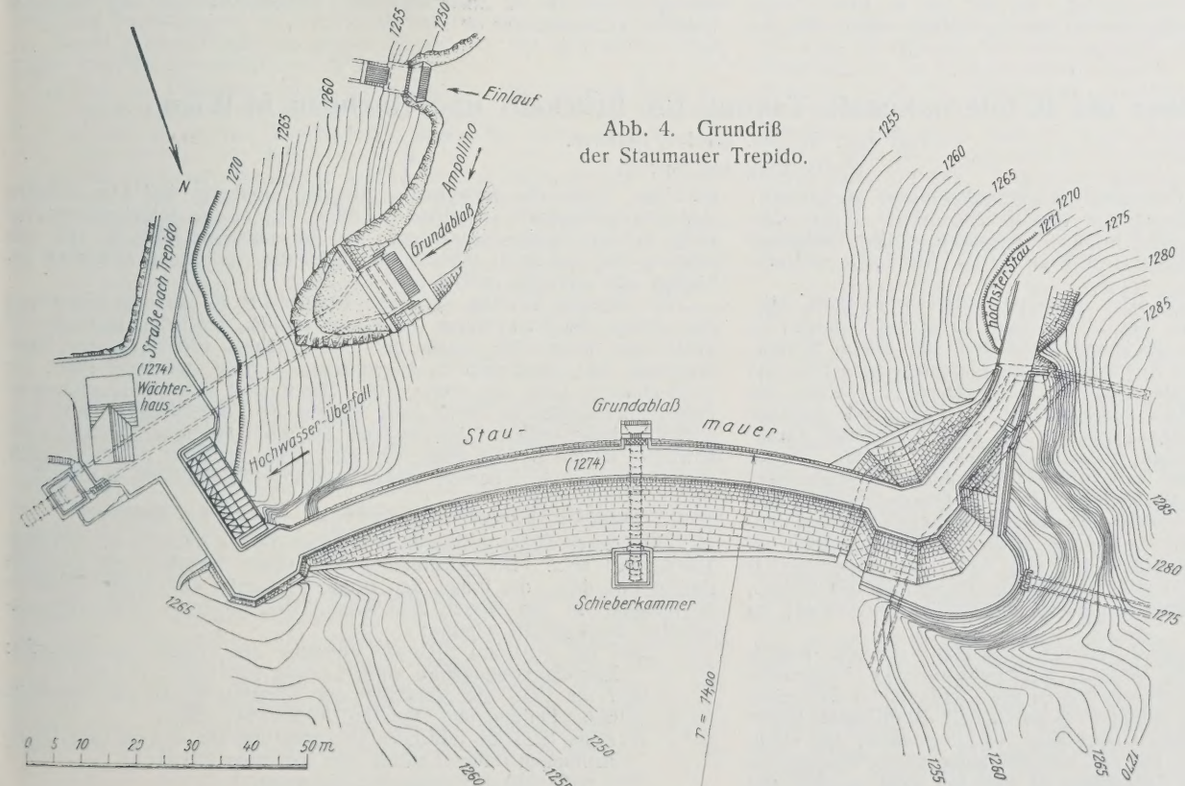


Abb. 4. Grundriß der Staumauer Trepido.

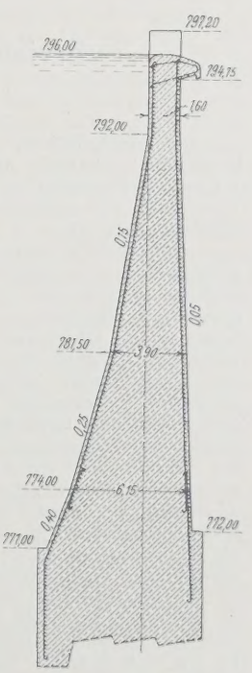


Abb. 6.

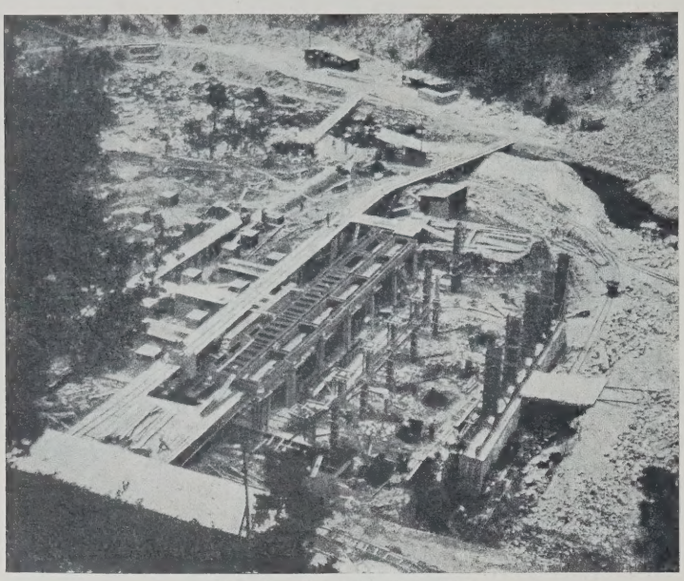


Abb. 5. Zentrale Kote 800.

Ausgleichbecken von 2 Mill. m³ Fassungsraum in 1038,50 m Seehöhe (Serbatoio Serralunga). Von diesem wird es durch einen 2750 m langen Druckstollen dem Kraftwerk San Giovanni zugeführt, das ein Gefälle von 190,50 m verwertet. Das Unterwasser fließt unmittelbar in den bereits erwähnten Stausee Juntura (Seehöhe 848 m). Am Fuße der Staumauer könnte die Stauhöhe als Gefälle im Kraftwerk Juntura ausgenutzt werden, was einstweilen noch nicht vorgesehen ist. Die beiden erwähnten Nebenstufen Juri Vetere und San Giovanni erhalten Maschinensätze von 10 000 bezw. 15 000 PS.

Die Energieerzeugung beider Nebenwerke und die durch die Verbesserung der Abflußverhältnisse infolge der Staubecken der Nebengruppe erzielbare Mehrleistung der Hauptgruppe erreicht etwa 100 Mill. kWh. Die gesamte Energieerzeugung der silanischen Kraftwerke, die über einen nutzbaren Stauinhalt von 170 Mill. m³ in Seehöhen zwischen 800 und 1300 m verfügen, wird somit 700 bis 800 Mill. kWh. erreichen.

Die Nebengruppe ist gegenwärtig noch in der Planung. Die Hauptgruppe dagegen ist im Bau bereits weit fortgeschritten. Die große Staumauer des Trepido-Sees ist fertig und enthält schon 30 Mill. m³ Wasser (Juli 1927); auch die Bauarbeiten für die zweite Gefällstufe (Kraftwerk Timpa Grande) sind fertig. Der Erddamm, der den Arvosee aufstauen wird, ist in Arbeit; ebenso der Verbindungsstollen der Staubecken Arvo (Nocelle) — Ampollino (Trepido), die Anlagen der obersten Stufe (800 m Seehöhe) und die der untersten. Die Talsperre Trepido besteht aus einer 29,50 m hohen Schwergewichtmauer aus Beton mit 20% Steineinlagen und Granitschichtsteinverblendung. Sie hat 120 m Kronenlänge und enthält 35 000 m³ Beton. Da sich bei der Ausführung zeigte, daß die

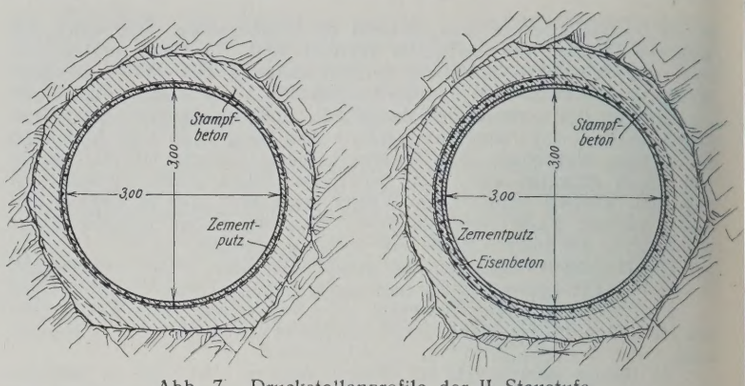


Abb. 7. Druckstollenprofile der II. Staustufe.

eine Talflanke unverläßlich ist, wurde die bogenförmige Mauer gegen einen starken Pfeiler gestützt und verläuft von diesem in einem rechten Winkel gegen den gesunden Fels (Abb. 3 u. 4). Die Talsperre schafft einen 9 km langen und 1,5 km breiten See im flachen Ampollinotal. Während des Baues des obersten Stufenwerkes (Abb. 5) fließt das Wasser des Ampollinosees im alten Flußbett talwärts bis zum Tagesspeicher von 204 000 m³ Inhalt auf Kote 800. Dieses Becken wird durch eine Gewölbemauer, deren Querschnitt Abb. 6 zeigt, gebildet. Sie hat eine Kronenlänge von 96,60 m, einen Halbmesser von 47,50 m, einen Inhalt von 9450 m³ und ist mit beiderseitigen Eiseneinlagen versehen. Für Hochwässer des Ampollino ist ein Entlastungsstollen vorgesehen. Die Hochwässer des Neto können bei entsprechender Schützenstellung unmittelbar ins Bett des Ampollino unterhalb der Sperrmauer abfließen.

Von dieser Gewölbesperre zweigt auf Kote 777,95 m der 3900 m lange Druckstollen ab, dessen Ausführung durch 5 Fenster vereinfacht wurde. Da er in weichen Granit führt, wurde er mit Beton verkleidet, mit verschieden starker Bewehrung und geschliffenem Putz versehen und mit Zementmörtel hinterspritzt (Abb. 7). Das Wasserschloß besteht aus einem im Fels liegenden Steigschacht mit oberer Kammer. An dasselbe schließen vier Druckrohre an, von denen zunächst zwei verlegt wurden. Der obere Teil des Rohrstranges ist geschweißt (Durchm. 1,60 bis 1,30 m, Blechstärke 8 bis 30 mm, 1138 m Länge), der untere Teil genietet (Durchm. 1,15 m, Blechstärke 30 mm, 359 m Länge). Die Schieberkammer enthält je zwei Klappschützen für jeden Rohrstrang, wovon der eine selbsttätig bezw. elektrisch betätigt wird, der andere von Hand verstellt werden kann.

Das Krafthaus von Timpa Grande liegt im Bett des umgeleiteten Wildbaches Archivato. Der 100 m lange Maschinensaal enthält fünf Maschinensätze, wovon drei schon aufgestellt sind; einen zu 35 000 PS und zwei zu je 17 500 PS. Die Peltonräder machen 450 Drehungen/Min. und haben 3,25 m³/Sek. Schluckfähigkeit; die Bauart ist gleich, der große Satz besteht aus zwei Laufrädern. Die Generatoren haben 30 000 bezw. 16 500 kVA Leistung. Es sind drei Sammelschienen vorgesehen, und zwar für 10, 30 und 150 kV. Nach Apulien und Neapel führen Fernleitungen mit 150 kV Spannung, nach Cotrone, Cosenza und Reggio di Calabria Leitungen mit 60 kV.

Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Gehler**, Dresden.

(Fortsetzung aus Heft 46.)

Der zweite Referent zu dem gleichen Gegenstande war W. Linton, Stockholm. Er hatte sich in seinem schriftlichen Referat „Über die Kunst, Tragwerke zu bauen“ auf die Wiedergabe einiger Gedanken beschränkt, die er bei der Tagung in Wien durch Lichtbilder satyrisch-geistvoll erläuterte.

„Künstlerisch wirksam zu sein, bedeutet Mitmenschen zum Mitschwingen in einer Gedanken-, Ton-, Form- oder Farbenwelt anregen zu können. Künstlerisch fühlen zu können, bedeutet, auf solche Schwingungen zu reagieren. — Die Architekten bauen niemals so schön, als wenn sie zu kleine Bauanschläge haben, und niemals so häßlich, als wenn das Baugeld im Überfluß vorhanden ist. — Bedeutende Statiker und Konstrukteure haben lange geglaubt, daß es hauptsächlich darauf ankomme, Systeme mit kleinstem Materialverbrauch zu erfinden. Heute wissen wir, daß, überschläglich betrachtet, das Produkt aus Gewicht (oder Masse) und Einheitspreis ein Kleinstwert sein soll. Dieser Gesichtspunkt hat zu einer allgemeineren Verwendung von vollwandigen Eisenbauten, anstatt von Fachwerken geführt. Innere statische Unbestimmtheit ist unvermeidbar. Derartige Grundformen lassen sich auch experimentell leicht untersuchen. Sowohl für tragende Systeme als auch für alle Bauten, die überhaupt entwicklungsfähig sind, geht die richtige Entwicklung im Zeichen der Vereinfachung.“

So geistvoll und unterhaltend derartige Gedanken auch sein mögen, so hat m. E. doch die an die Vorträge anschließende rege Aussprache gezeigt, daß solche allgemeine Erörterungen über Ästhetik im Bauwesen für eine internationale Tagung wenig Wert haben und daher besser unterbleiben sollten. Die Schwierigkeit liegt wohl vor allem darin, daß schön und häßlich ebenso wenig wie gut und schlecht keine streng festlegbaren Begriffe sind. Eine sachliche Aussprache ist stets nur dann möglich und fruchtbar, wenn die verwendeten Begriffe eindeutig und klar definiert sind und Schlagworte vermieden werden. Die zweite Schwierigkeit liegt wohl in der Verallgemeinerung. Nur im einzelnen Beispiel läßt sich erörtern und erläutern, warum eine gewählte Anordnung ästhetisch befriedigt oder verfehlt erscheint.

Für eiserne Brücken darf man hinsichtlich der äußeren Gestaltung eine erfreuliche Entwicklung insofern feststellen, als heute an Stelle der nüchternen wagerechte Linien der Parallelträger, wie sie in der Nachkriegszeit fast ausschließlich angewendet wurden, wieder vielfach die geschwungene Linie der Gurte tritt. Bereits auf dem 1. Internationalen Brückenbaukongreß in Zürich hatte ich auf die Notwendigkeit dieser Entwicklung hingewiesen. Das Ergebnis des Köln-Mülheimer Brückenwettbewerbes ist ein Beweis dafür, daß man heute an Stelle der allzu „sachlichen“ Parallelträger bereits wieder schwungvollere Linien bevorzugt.

A. 2. Die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken.

Die Lösung dieses wichtigen Problems wird die Aufgabe des nächsten Jahrzehntes sein. Die Ausnutzung der neuen hochwertigen Baustoffe zwingt uns dazu, die Frage der Brückendynamik weit mehr als bisher zu pflegen. In den letzten Jahrzehnten sind folgende große Versuchsarbeiten durchgeführt worden:

1907 bis 1910 und 1916 die Versuche des Vereins amerikanischer Eisenbahn-Ingenieure unter Leitung von Prof. Turneaure,
1917 bis 1928 die Versuche der Schweizerischen Bundesbahnen unter Leitung von Dipl.-Ing. A. Bühler, Bern,
1917 bis 1925 die indischen Versuche und die schwedischen Untersuchungen (unter Leitung von Ingenieur Nielsen),
1919 und 1920 die englischen Versuche,

1921 und 1922 die Untersuchungen der Deutschen Reichsbahn unter Leitung von Dr. Schaper,
1922 bis 1928 die russischen Untersuchungen.

Der heutige Stand der deutschen Arbeiten ist folgender: Anfang 1928 erschien der Bericht über die Ergebnisse des Wettbewerbes der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft zur Erlangung eines Spannungsmessers und eines Schwingungsmessers für die Bestimmung der dynamischen Beanspruchungen eiserner Brücken, im Auftrage des Preisgerichtes erstattet von Prof. Dr. Hort und Reichsbahnrat Hülsenkamp (Verlag der Lehrmittelzentrale der Deutschen Reichsbahn, Berlin). Sämtliche Bedingungen des Preisausschreibens waren von keinem der Wettbewerbgeräte erfüllt worden. Besonders war die wesentliche Forderung möglichst hoher Eigenschwingungszahlen der Geräte bei weitem nicht erreicht. Während nach dem Preisausschreiben Eigenschwingungszahlen von 800/Sek. vorgeschrieben waren, zeigten die Wettbewerbgeräte nach den Prüfungen in Dresden und Berlin viel niedrigere sekundliche Eigenschwingungszahlen, und zwar z. B. der Spannungsmesser Meyer (Bern) 40, Dr. Geiger 58, Fereday-Palmer 120. Als brauchbarer Bereich durfte aber nur etwa $^2/_3$ dieser Werte angenommen werden. Das Preisgericht, bestehend aus den Herren Dr. Zimmermann, Dr. Gehler, Dr. Saller, Bühler und Hülsenkamp, hat daher am 20. Dezember 1926 nur einen Teil der ausgesetzten Summe, nämlich 20000 R.-M., als Anerkennungspreise verteilt. Inzwischen sind diese Apparate zum Teil verbessert worden, so daß z. B. der bekannte Apparat von Dr. Geiger heute nach seinen Angaben die Eigenschwingungszahlen von rd. 200/Sek. haben soll.[1]) Den Bemühungen des Reichsbahn-Zentralamtes in Berlin ist es ferner gelungen, einen geeigneten Oszillographen auszubilden, der einen Meßbereich bis zu 1200/Sek. verspricht. Es ist zu hoffen, daß es dem Ausschuß für Brückenmeßtechnik der Reichsbahn, der unter der Leitung von Dr. Schaper im engsten Einvernehmen mit den Schweizerischen Bundesbahnen arbeitet, gelingen wird, ein brauchbares Meßgerät zu schaffen. Bei den weiteren Versuchen werden der schweizerische Einachswagen bei einer Geschwindigkeit von 40 km/Std. und ein neuartiger deutscher Erschütterungswagen wertvolle Dienste leisten. Schon die nächsten Jahre werden voraussichtlich neue wertvolle Aufschlüsse bringen.

Wie sehr dieses Problem allgemein beachtet wird, geht daraus hervor, daß vier Referate auf der Wiener Tagung den Gegenstand behandeln.

Der Bericht von Prof. Streletzky über „Die Stoßwirkung bewegter Lasten auf Brücken" enthält die reichen Erfahrungen, die im letzten Jahrzehnt durch mühevolle Kleinarbeit bei den russischen Versuchen erworben worden sind. Er möge daher hier besonders ausführlich behandelt werden.

1. Die drei verschiedenen Kennziffern der Brücken: die Stoßzahl φ, der Brückenbeiwert K_f und der Beiwert γ.

Die Russen waren deshalb zu besonders umfangreichen Versuchen gezwungen, weil sie nachprüfen mußten, ob die zahlreichen, während des Weltkrieges veralteten, also heute zu schwachen Brücken noch betriebsicher sind.

a) Das erste Ziel ihrer Untersuchungen bildete die Feststellung der Stoßzahl φ, mit deren Hilfe die dynamische Wirkung der Verkehrslast geschätzt werden soll. φ wird in der Regel gleichgesetzt dem Verhältnis der größten gemessenen Durchbiegung beim Befahren der Verkehrslast mit einer bestimmten Geschwindigkeit zu der entsprechenden statischen Durchbiegung bei sehr langsamer Bewegung der Verkehrslast.

Woher kommen nun die großen Streuungen der gemessenen Stoßzahlen und die Schwierigkeiten ihrer Deutung?

α) Von der Unzulänglichkeit der Meßgeräte. Bei unseren oben erwähnten Versuchen des Deutschen Preisgerichtes an der Sulzbachbrücke in Mülennen (Schweiz) ergaben die einen Apparate den Wert $\varphi = 1{,}1$, die anderen $\varphi = 2{,}0$.

β) Man glaubt oft, die Brücke arbeite wie ein einwandfreies Dynamometer, mit dem die dynamischen Wirkungen meßbar sind. Die Formänderungen sind aber der wirkenden Kraft nicht proportional. Jede Brücke muß somit eine eigene Eichungskurve haben. Die Ursachen der Abweichung vom Proportionalitätsgesetz liegen in der Wirkung der Trägheitskräfte der Brücke und der Phasenverschiebung, also in dem Nachhinken der Formänderung. Ferner wird das Bild durch die Arbeit der Niete und durch die Mannigfaltigkeit der Kraftfelder in den Nietanschlüssen sehr getrübt, wobei oft plastische Verformungen der Niete und Nietlöcher mitwirken.

Aus diesen Gründen darf man annehmen, daß jede dynamische Formänderung einer Brücke durch eine mindestens zweigliedrige Funktion dargestellt werden kann. Nur das erste Glied dieser Funktion ist der Belastung proportional und entspricht dem statischen Anteil der dynamischen Einwirkung, d. h. einer solchen Deformation, die die Brücke erleiden würde, wenn sie masselos wäre und in ihrer statischen Arbeit dem Hookeschen Gesetze folgen würde. Diese Lastwirkung wird auch als die statisch-dynamische bezeichnet. Die übrigen Einflüsse ergeben dann das zusätzliche zweite Glied.

Die erste Art von Versuchen muß das Ziel haben, die lotrechten Seitenkräfte der dynamischen Wirkung der Räder einer Lokomotive oder der Wagen zu bestimmen. Dies geschieht am besten in einer besonderen Lokomotiv-Versuchsanstalt. Die durch Versuche gefundenen Raddrücke sind sodann mit den analytisch rechnerisch gefundenen Werten zu vergleichen. Führt man dieses rechnerische Verfahren durch, so sind folgende Zusatzkräfte zu berücksichtigen, die bei der gleichmäßigen Bewegung einer Lokomotive auf einem idealen Gleise auftreten würden: 1. die Trägheitskräfte des Antriebsmechanismus; 2. die Wirkung des Dampfes; 3. die Trägheitskräfte infolge der Schwingungen des auf die Federn sich stützenden Lokomotivkessels; 4. die Wirkung der unrichtigen Form der Räder. Summiert man die so erhaltenen ungünstigsten Werte, so erhält man als Raddrücke z. B. für den Typus der Prärielokomotiven der russischen Eisenbahn (Abb. 1) die Größt- und Kleinstwerte der Abb. 2, also z. B. für das dritte Rad die Stoßzahl $\varphi = 13{,}6 : \left(\frac{1}{2} \cdot 15{,}7\right) = 1{,}73$. Dieser für ein Rad gültige Wert wird aber für die ganze Lokomotive wesentlich kleiner und ergibt sich nach den russischen Messungen etwa zu $\varphi = 1{,}38$, wenn eine Lokomotive allein wirkt. Kommen dagegen noch Wagen hinzu, so vermindert sich diese Stoßzahl noch mehr, und zwar bei 50 m Zuglänge und etwa 100 km Geschwindigkeit auf $\varphi = 1{,}25$.

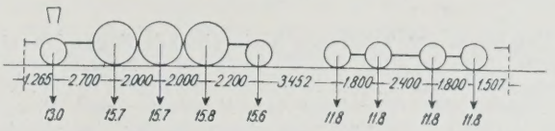


Abb. 1. Belastungsschema einer russischen Prärie-Lokomotive.

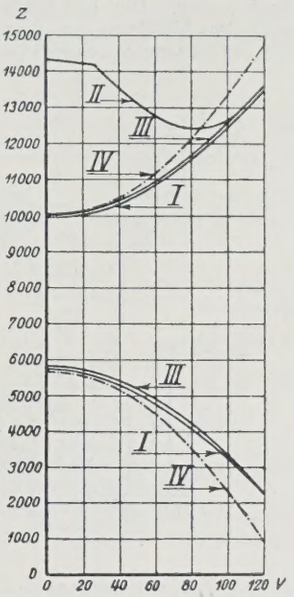


Abb. 2. Dynamische Größt- und Kleinstwirkung der russischen Prärie-Lokomotive.

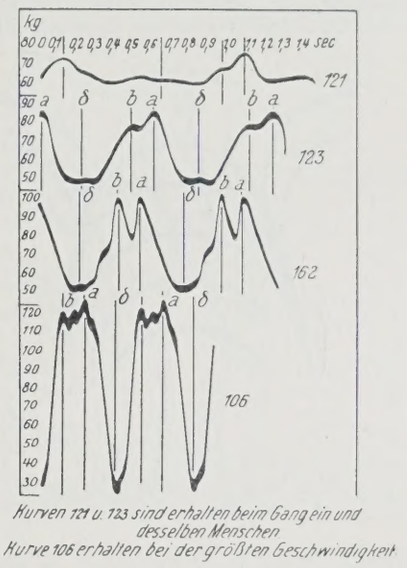


Abb. 3. Linie der lotrechten Komponente der Reaktionskräfte beim Menschenschritt.

Bemerkenswert sind auch die Ergebnisse der 1926 veranstalteten Versuche des Wissenschaftlich-technischen Komitees des russischen Volkskommissariats für Verkehrswesen (Über die dynamische Beeinflussung der Brücken durch die Volksmenge, Rabinowitsch, Moskau 1928). Als Größtwert der lotrechten Kraft beim menschlichen Schritt wurde 120 kg gefunden, also beim Gewicht eines Menschen von 80 kg eine Stoßzahl $\varphi = 120 : 80 = 1{,}5$ (s. Abb. 3). Die Zeitdauer einer Schwingungsperiode betrug dabei 0,4 Sek. Fällt diese Schwingungsdauer mit der der Eigenschwingung einer Straßenbrücke zusammen, so entstehen die bekannten gesteigerten Wirkungen trotz der geringen Stärke des Stoßes. Die Komponente der Trägheitskraft in der Längsrichtung beträgt etwa $^1/_4$, die Querkomponente etwa $^1/_8$ des menschlichen Gewichtes.

Die zweite Art von Versuchen betrifft die Frage, welchen Anteil der Einfluß der Fahrbahn im gesamten Effekt hat. Sie übermittelt die Stöße, dämpft sie aber gleichzeitig. Die stärksten Stöße entstehen bekanntlich in der Fahrbahn des Gleises durch die Stoßfugen, ferner durch unrichtige Lage des Gleises im Grundriß hauptsächlich in der Querrichtung und infolge des Radreifenablaufes. Diese Stoßfugen wirken besonders bei langen Güterzügen sehr ungünstig durch Erzeugung von Resonanzerscheinungen, die zu scharfen rhythmischen Schwingungen der Brücke führen. Bei der Deutschen Reichsbahn werden daher künftig auf allen neuen Brücken die Schienen geschweißt. Da die Wirkung der Schienenverschweißung noch nicht vollkommen aufgeklärt ist, sollten noch genauere Versuche durchgeführt werden.

Zu beachten ist besonders, daß die Temperaturänderungen Verformungen der Brücke im Grundriß und Aufriß hervorrufen und damit auch eine Änderung der Gleislage. Bei einer 158 m weit gespannten Brücke, die von Westen nach Osten gerichtet und rotbraun angestrichen ist, wurde infolge der Sonnenbestrahlung in Brückenmitte eine Hebung von 12 mm und eine wagerechte Verschiebung in der Querrichtung von -5 und $+10$ mm im Verlaufe eines Tages gemessen (Prof. Patton und Dunajeff, Einfluß der Sonne auf die Überhöhung der Hauptträger von eisernen Brücken, Moskau 1928). Endlich sollten Versuche auf Brücken mit ausgelaufenen und neuen Radreifen vorgenommen werden, da bekanntlich ausgelaufene Reifen Schienenbrüche herbeiführen können. Werden die Schienenstöße geschweißt, so kann der Einfluß des Gleises

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 43, S. 636.

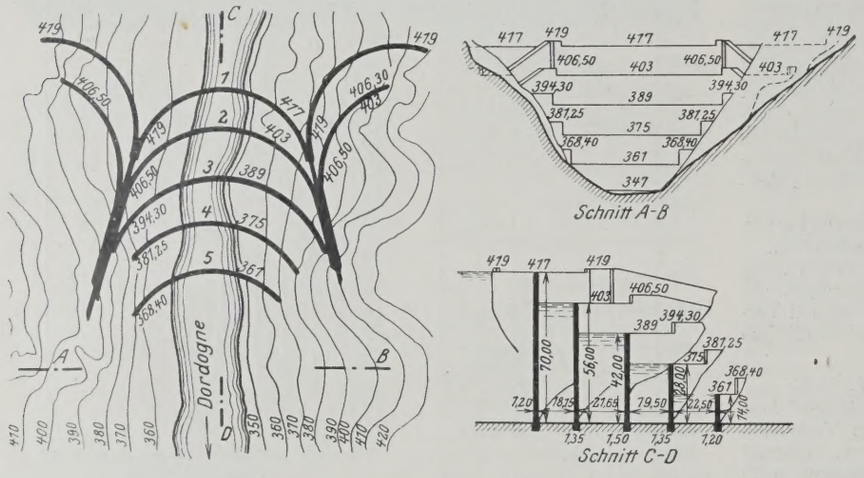
auf das dynamische Verhalten der Brücke nicht groß sein, ebenso bekanntlich der sogen. Zimmermann-Effekt, unter dem man nach Hort die Zusatzwirkungen infolge der Durchbiegungen des Gleises versteht. Nur bei Resonanzerscheinungen können stärkere Wirkungen auftreten.

Bei Straßenbrücken rufen Unebenheiten des Pflasters bekanntlich starke Schlagwirkungen hervor. Nach den russischen Versuchen ist bei abgenutztem Bohlenbelag aus den Durchbiegungen $\varphi = 1{,}5$ bis 2,5 gefunden worden, dagegen aus den Dehnungen $\varphi = 1{,}3$ bis 5,25, wogegen sich bei glattem Bohlenbelag unter gleichen Bedingungen $\varphi = 1{,}0$ bis 1,6 bezw. 0,7 bis 3,0 ergab.

Die dämpfende Rückwirkung der Fahrbahn ist bei Schienen auf hölzernen oder eisernen Schwellen oder bei durchgehendem Kiesbett sehr verschieden. Die russischen Versuche 1926 mit einem Rammbären waren folgende: Eine Sandbettung von 30 cm Dicke verringert gegenüber dem Holzbelag ohne Sandschicht die Durchbiegung auf die Hälfte. Eine Erhöhung des Sandbettes von 30 auf 60 cm ergab keine nennenswerte Verbesserung. Nach den amerikanischen, englischen und russischen Versuchen ist auch die Frage noch nicht entschieden, ob Holzschwellen oder durchgehendes Kiesbett stärker dämpfen. Die Wirkung der Stoßfugen scheint von den Holzschwellen stärker abgebremst zu werden als von der Bettung. Das Umgekehrte scheint wiederum für die Gegengewichtswirkung der Lokomotivräder zuzutreffen. (Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Ein Staudamm aus mehreren hintereinanderliegenden einzelnen Staumauern. Eine neuartige Ausführung eines in mehrere bogenförmige Wände aufgelösten Staudammes ist nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 30. August 1928 neuerdings von Mesnager und Veyrier vorgeschlagen worden. Praktisch ausgeführt worden ist allerdings der Gedanke noch nicht. Es sollen jedoch Pläne für eine Ausführung an der oberen Dordogne in der Ausarbeitung begriffen sein. Die aufgelöste Bauweise der einzelnen Bogenmauern bietet im Vergleich zu dem hohen Materialverbrauch bei massiven Schwergewichtmauern wesentliche



Vorteile, zumal der Stoffverbrauch bei dieser Bauweise mit der Stauhöhe stark ansteigt. Der Grundgedanke der neuen Konstruktion besteht darin, eine Reihe von stufenförmig erniedrigten hintereinanderliegenden Mauern an Stelle einer einzigen Mauer zu setzen. Die Zwischenräume zwischen den einzelnen Mauern sind zum Ausgleich des Drucks mit Wasser angefüllt. Durch diese Anordnung wird auch ein natürlicher Überfall für das Wasser geschaffen, so daß also die sonst gebräuchlichen und teuren Abflußstollen zur Sicherung der Fundamente fortfallen. Von dem Laboratorium der französischen Straßen- und Brückenbauschule sollen bereits praktische Versuche an Modellen vorgenommen worden sein, wobei die Sicherheit eines solchen Bauwerkes unter verschiedener Füllung der einzelnen Zwischenräume nachgeprüft wurde. Zs.

Ein neuer portugiesischer Hafen. Ein vollkommen neuzeitlicher Hafen wird nach dem „The Christian Science Monitor", 1928 vom 28. März in Povoa de Varzin gebaut, einem Orte Nordportugals, der als bedeutender Fischerhafen bekannt ist. Povoa befindet sich ungefähr 25 km nördlich der Mündung des Douro-Flusses und des Hafens von Leixoes bei Oporto, dem einzigen portugiesischen Hafen mit Ausnahme von Lissabon, in dem größere Schiffe anlegen können. Der Ort ist bekannt für seine guten und reichlichen Fischarten, aber die bisherigen Verhältnisse des Hafens haben dazu geführt, daß die Fischerboote entweder vor dem Hafen oder im Hafen selbst liegenbleiben mußten, wenn große Stürme einsetzten. Die geographische Lage und die natürlichen Verhältnisse rechtfertigen den Ausbau des bedeutendsten Fischerhafens Nordportugals. Povoa wird in absehbarer Zeit den Fischerverkehr von Oporto wieder zurückgewinnen, da dieser nicht über die erforderlichen Anlagen verfügt und Povoa einen bedeutend größeren Absatzmarkt für Fische in Braga, Guimaraens und der ganzen Provinz Minho aufweist. Die heute vorbeifahrenden Schiffe werden der neuzeitlich ausgebauten Bucht mehr Beachtung schenken als dem alten Hafen von Leixoes. In den ersten Jahren werden alljährlich 80000 £ für den Ausbau des Hafens erforderlich sein. Ein Wellenbrecher und zwei Molen von je 200 m Länge werden zunächst erstellt. Neben Dockanlagen für Fischerdampfer werden Kohlen- und Öllager errichtet. Verschiedene Magazine sind für die Lagerung der Fische vorgesehen. Eisfabriken, Kühl- und andere Anlagen werden die Ausrüstung ergänzen. W.

Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms. Der Preis für den besten Vorschlag zur Lösung des Problems der Straßenlärmbekämpfung[1]) ist durch Beiträge des Vereines deutscher Ingenieure, der Zeitschrift „Die Polizei" und aus Mitteln der Zusatz-Stiftung zu Zeitlers Studienhaus-Stiftung auf 2500 R.-M. erhöht, die Einreichungsfrist bis 1. April 1929 verlängert worden.

Die Bewerbungen sollen sich als umfassende Darstellungen des Problems der Straßenlärmbekämpfung kennzeichnen und vor allem kritisch zu den bisher in Deutschland und, wenn möglich, auch zu den im Auslande zur Lösung des Problems getroffenen Maßnahmen Stellung nehmen. Anschließend hieran sollen die neuen Vorschläge der einzelnen Bewerber behandelt werden. Neben der kritischen Bewertung der einzelnen Maßnahmen, die auf gesetzlichem, verwaltungsmäßigem und technischem Gebiete liegen können, sind auch die rein wissenschaftlichen Beiträge zur Frage in Betracht zu ziehen und für die Preisausgabe auszuwerten. Zu einer wirkungsvollen kritischen Bearbeitung gehört auch die Anführung der gesetzlichen Vorschriften, Gerichtsurteile, technisch-wissenschaftlichen Aufsätze usw. nach Verfasser, Titel, Ort, Jahreszahl. Auch solche Bearbeitungen, die die Frage etwa von der medizinischen Seite (z. B. Gehörschädigung durch den Verkehrslärm) behandeln, werden als mit zur Lösung gehörig betrachtet werden. Einfache Mitteilungen einzelner Erfindungen, die nur Teillösungen betreffen, können bei der Preisbewertung nicht berücksichtigt werden. — Im übrigen wird auf die erste Mitteilung über das Preisausschreiben hingewiesen.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 18, S. 249.

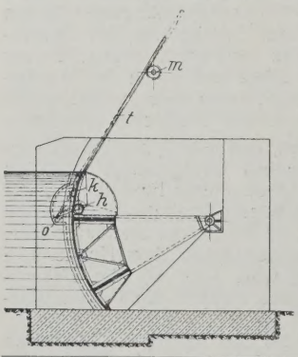
Asphaltstraßen. In letzter Zeit haben sich die Klagen über die große Schlüpfrigkeit von städtischem Asphaltpflaster gemehrt. Diese Klagen beziehen sich wohl nur auf Stampfasphalt, nicht aber auf die anderen Kunstasphaltdecken, wie Hartgußasphalt und die verschiedenen Walzasphaltarten, die sich im Auslande, insbesondere in Amerika, England und Frankreich, auch bei nassem Wetter bewährt haben.

Die Studiengesellschaft für Automobilstraßenbau, die sich mit diesem Problem schon lange befaßt, hat sich inzwischen mit verschiedenen Organisationen der Straßenbenutzer in Verbindung gesetzt, um festzustellen, mit welchen Mitteln dieser Schwierigkeit so schnell wie möglich zu begegnen ist. Es steht zu hoffen, daß diese Zusammenarbeit von Straßenbauern und Straßenbenutzern zu dem allseits gewünschten Erfolg führen wird.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. Oktober ausgegebene Heft 20 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Professor E. Fader: Die Gagfah-Siedlung Fischtalgrund, Berlin-Zehlendorf. — Professor L. Jahn: Neuzeitliche Putztechnik. — Die neuen DIN-Normen für Dachpappe und ihre Bedeutung.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.



Antriebsvorrichtung für Wehrkörper mit Eisklappe. (Kl. 84a, Nr. 456 983 vom 19. 10. 1924, von Firma Louis Eilers in Hannover-Herrenhausen.) Die Vorrichtung wird dadurch vereinfacht, daß sie nur an der Welle h der Eisklappe k angreift und durch Heben dieser Welle den Wehrkörper mitnimmt. Das Ritzel m greift an der schwingenden Zahnstange t, die am Hebel o angelenkt ist, an; der Hebel ist fest mit der Hohlwelle der Eisklappe verbunden. Beim Heben der Stange t wird die Eisklappe so lange gesenkt, bis sie an den Wehrkörper anschlägt; beim weiteren Heben der Stange t wird alsdann der Wehrkörper gehoben.

INHALT: Leistungsfähigkeit von Raupenbaggern. — Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad (Fortsetzung). — Belastungsprobe des Sitterviaduktes der Schweizerischen Bundesbahnen bei St. Gallen. — Eine Großkraftanlage in Kalabrien. — Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien (Fortsetzung). — Vermischtes: Staudamm aus mehreren hintereinanderliegenden einzelnen Staumauern. — Neuer portugiesischer Hafen. — Preisausschreiben zur Bekämpfung des Straßenlärms. — Asphaltstraßen. — Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 9. November 1928 | Heft 48

Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Möller** und Regierungsbaumeister a. D. **Ohmann.**[1])

A. Boden- und Grundwasserverhältnisse an der Baustelle.[2])

Der Bau der Zwillingsschachtschleuse, von der demnächst eine ausführliche Darstellung mit Zeichnungen aller Teile des Bauwerks in der „Bautechnik" erscheinen wird, wurde in offener Baugrube unter Grundwassersenkung ausgeführt. Im folgenden soll die Grundwassersenkungsanlage beschrieben werden, gleichzeitig wird der Bauvorgang beim Aushub der Baugrube, der im engen Zusammenhang mit der Grundwassersenkung durchgeführt werden mußte, geschildert.

Das Gelände an der Schleusenbaustelle liegt etwa auf Ord. NN + 42 m, die Bauwerksohle im Mittel auf Ord. NN + 17,20 m, die Tiefe der auszuhebenden Baugrube betrug demnach rd. 24,80 m. Insgesamt waren rd. 500 000 m³ Boden auszuheben. Das Grundwasser, das an der kurz vor dem Oderhang gelegenen Baustelle schon ziemlich stark zur Oder abfällt, lag am Oberhaupt etwa auf Ord. NN + 33, am Unterhaupt auf NN + 32.

Der Boden bestand zwischen Ord. NN + 42 und Ord. NN + 32 aus Sand und kiesigem Sand, in dem etwa auf Ord. NN + 33 eine nicht sehr mächtige Blocklage mit teilweise sehr großen Steinen eingelagert war. Unter dem Sand lag in einer Stärke von etwa 16 m am Oberhaupt und 13 m am Unterhaupt toniger Feinsand, der im Grundwasser zum Schwemmsand wird. An einzelnen Stellen des Untergrundes wurden Einsprengungen von nicht sehr starken undurchlässigen Tonlagen festgestellt. Unter dem tonigen Feinsand befand sich eine 5 bis 7 m starke festgelagerte Tonschicht, die wieder auf tonigen Feinsanden von der gleichen Beschaffenheit wie die Sande oberhalb der Tonschicht aufgelagert war. Auf der Tonschicht wurde das Bauwerk gegründet, dabei mußte die Baugrube im Mittel noch etwa 1 m tief in den Ton eingeschnitten werden.

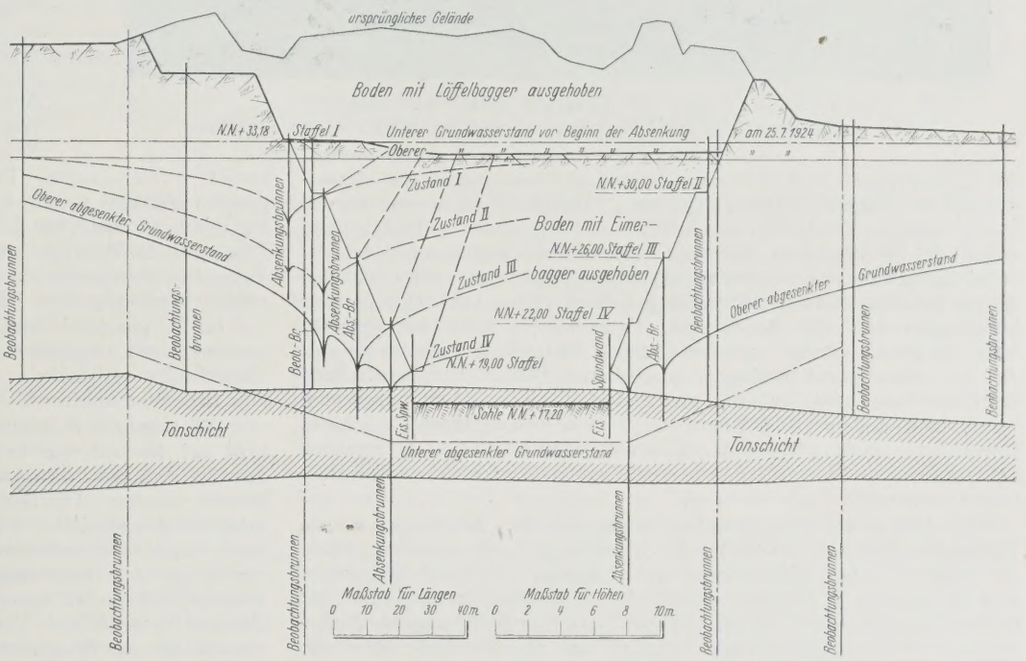


Abb. 1. Schnitt durch die Baugrube mit Darstellung der Grundwasserabsenkung.

Bei der Untersuchung des Untergrundes wurden zwei Grundwasserstockwerke festgestellt, die durch die Tonschicht voneinander getrennt sind. Das obere Grundwasser hat Gefälle von Nordwest nach Südost in der Richtung von dem westlich der Oder sich hinziehenden Höhenzuge zur Oder hin. Das Grundwasser unterhalb der Tonschicht ist artesisch gespannt, der Wasserspiegel stellte sich in den Beobachtungsbrunnen in der Mitte der Baugrube etwa 1 m höher ein als der des oberen Grundwasserstockwerkes (Abb. 1). Der artesische Druck an der Unterkante der Tonschicht betrug rd. 23 m. Durch Bohrungen in der weiteren Umgebung der Baustelle ist festgestellt, daß sich die beiden Stockwerke erst kurz vor dem oben erwähnten Höhenzuge in einer Entfernung von etwa 4500 m von der Baustelle vereinigen. Unterhalb der Schleuse ist keine Verbindung der beiden Grundwasserstockwerke festgestellt.

Um den Bodenaushub bis zur Gründungstiefe im Trockenen zu ermöglichen, mußte das obere Grundwasser vollständig bis zur Tonschicht, d. h. um rd. 15 m abgesenkt werden, gleichzeitig mußte auch, um in der Baugrube ein Durchbrechen der auf eine große Fläche freigelegten Tonschicht durch das artesisch gespannte untere Grundwasser zu verhindern, der Druck unter der Tonschicht vermindert werden. Diese Druckverminderung mußte, da die Tonschicht nach beendetem Aushub stellenweise nur eine Stärke von 4 m behielt, bei einem Gewicht des Tones von 1,5 t/m³ mindestens 17 m betragen.

B. Grundwassersenkung und Aushub der Baugrube.

I. Vorentwurf.

Um einen Entwurf für die Grundwassersenkung aufstellen zu können, sollten die für eine zweckmäßige Bemessung der Senkungsanlage maßgebenden Faktoren durch eine Probeabsenkung ermittelt werden. Leider ließ sich diese Absicht nicht verwirklichen, da sich bei einer Besichtigung der alten Fürstenberger Schleusen eine erhebliche Verschlechterung des baulichen Zustandes ergab, was zu einer größtmöglichen Beschleunigung der Bauarbeiten für die neue Zwillingsschachtschleuse führte. Es mußte daher ein vorläufiger Entwurf der Grundwassersenkungsanlage unter Zugrundelegung der Erfahrungen auf Baustellen mit ähnlichen Grundwasserverhältnissen aufgestellt werden. Der Entwurf sah vier Staffeln vor, von denen die oberste 3 m, die drei unteren je 4 m Absenkungstiefe hatten. Die oberste Staffel auf Ord. NN + 33 sollte nur mit einigen Brunnen die Nordwestecke der Baugrube umfassen, um das aus dieser Richtung zuströmende Grundwasser abzufangen und soweit zu senken, daß die zweite Staffel als geschlossener Ring auf Ordinate NN + 30 eingebaut werden konnte. Die tieferen Staffeln sollten dann ebenfalls als geschlossene Ringe auf Ordinate NN + 26 und NN + 22 eingebaut werden. Während die drei oberen Staffeln nur zur Absenkung des oberen Grundwasserstockwerkes dienen sollten, war von vornherein vorgesehen, die Brunnen der untersten Staffel so auszubilden, daß sie das Wasser gleichzeitig aus dem oberen und unteren Grundwasserstockwerk entnahmen.

Ebenso wie die Saugeleitungen der drei unteren Staffeln sollte auch die Druckleitung als geschlossener Ring ausgebildet werden. Durch die ringartige Ausbildung der Saug- und Druckrohrleitungen wurde weitestgehende Sicherheit gegen Störungen erzielt, ferner wurden Vorteile für den Baubetrieb erreicht, die bei der Beschreibung der Anlage näher geschildert sind.

Der Boden sollte fortschreitend mit der Grundwassersenkung über die ganze Fläche der Baugrube mit Löffelbaggern in Baggerschnitten von je etwa 4 m Tiefe ausgehoben werden. Die Neigung der Böschungen in der Baugrube wurde auf 1 : 2 festgesetzt, für jede Grundwasserstaffel wurde ein Bankett von 2,0 m Breite vorgesehen.

II. Ausführung der Arbeiten (Abb. 1 bis 4).

1. Einbau der Senkungsanlage und Bodenaushub. Der vorgesehene Bauvorgang beim Bodenaushub gestattete bei der eingeengten Lage der Baugrube, zwischen der Bahnlinie Berlin—Breslau auf der unteren und der Kreisstraße Frankfurt a. O.—Guben auf der oberen Seite, nicht die unmittelbare Förderung der tiefer liegenden Bodenmassen

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 43 u. 45, besonders S. 654.

[2]) Vergl. den Lageplan in der „Bautechnik" 1927, Heft 45, S. 653.

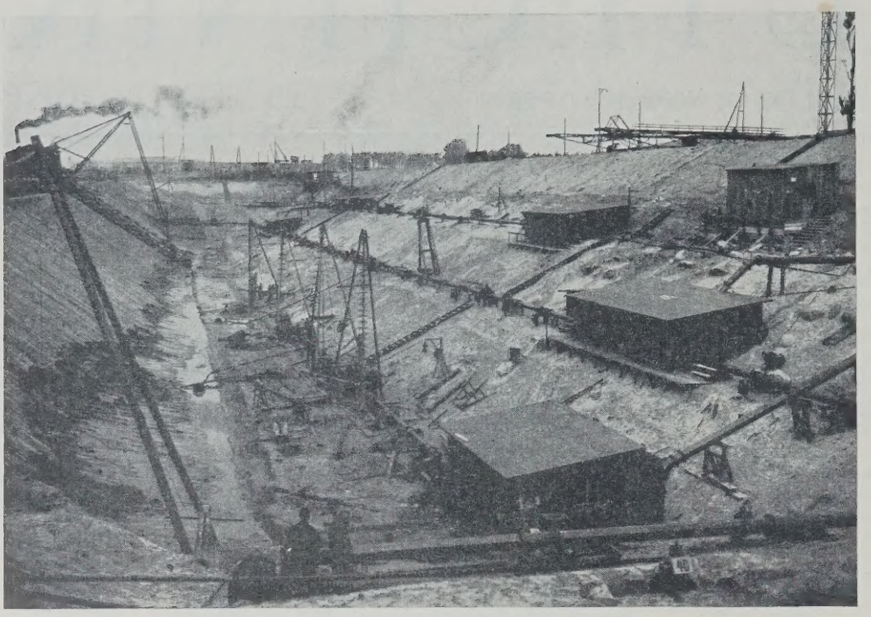


Abb. 2. Aushub der Baugrube mittels Eimerbaggers.
Staffel I zurückgebaut, Staffel II und III im Betrieb, Staffel IV beim Einbau.

Abb. 3. Wasserandrang beim Vortreiben der Bohrrohre für die Tiefbrunnen.

mit Feldbahnzügen, vielmehr wären besondere Vorkehrungen zum Herausschaffen des Bodens erforderlich gewesen. Da hierbei auf den wünschenswerten schnellen Fortschritt der Arbeiten nicht gerechnet werden konnte, wurde im Einvernehmen mit dem Unternehmer ein anderes Arbeitsverfahren gewählt, wobei neben dem Löffelbagger ein sehr leistungsfähiger Lübecker B-Bagger (Eimerbagger) Verwendung fand (Abb. 2). Der Löffelbagger hob den Boden über Grundwasser, d. h. bis Ordinate NN + 32 am Unterhaupt und bis Ordinate NN + 33 am Oberhaupt aus. Auf dem durch den Löffelbagger geschaffenen Planum lief anschließend der Eimerbagger, der, während gleichzeitig das Grundwasser abgesenkt wurde, den Boden bis Ordinate NN + 19 in einem Schnitt beseitigte. Der Rest des Bodens bis zu der etwa auf Ordinate NN + 17,20 liegenden Sohle der Baugrube wurde durch einen Kabelkran in Greifer- und Kübelbetrieb entfernt.

Der Einbau der Senkungsanlage mußte sich dem Arbeitsplan für die Erdarbeiten anpassen. Während der Löffelbagger noch arbeitete, wurde die Staffel I an der Nordwestecke der Baugrube mit der Pumpstation I und 13 Brunnen im Abstande von je 13,20 m voneinander ausgeführt und in Betrieb genommen. Wider Erwarten trat hier trotz längeren Pumpbetriebes keine wahrnehmbare Senkung des Grundwassers ein. Der Grund lag darin, daß durch den Tongehalt des feinen Sandes ein Abfließen des Wassers zu den Brunnen verhindert wurde. Es stellten sich zwar unmittelbar an den einzelnen Brunnen steil abfallende Senkungskurven ein, aber zwischen den Brunnen floß das Grundwasser hindurch, ohne eine wesentliche Absenkung zu erleiden. Der Brunnenabstand mußte daher an der Längsseite der Baugrube auf 6,60 m und an der oberen Querseite auf 3,30 m verringert werden. Ferner mußte die Staffel an der nördlichen Längsseite der Baugrube so weit verlängert werden, daß sie bis zur Nordwestecke und mit einigen Brunnen noch um diese herum reichte, da sonst das auf der nördlichen Längsseite zuströmende Grundwasser um das Ende der Staffel herum die Baugrube erreichte. Gleichzeitig wurde die Herstellung einer zweiten Pumpstation II erforderlich. Erst nach diesen Maßnahmen und nach längerer Betriebszeit beider Pumpstationen trat die gewünschte Absenkung bis Ordinate NN + 30 ein, so daß nunmehr der Eimerbagger den Bodenaushub an der nördlichen Längsseite der Baugrube in Angriff nehmen und einen vom Oberhaupt bis zum Unterhaupt reichenden Schlitz zunächst bis zur Berme NN + 30 ausheben konnte. Dabei wurde am Oberhaupt über der auf Ordinate NN + 30 liegenden Berme eine wasserundurchlässige Tonschicht von geringerer Mächtigkeit angeschnitten, die ein Versickern des Grundwassers und ein Abfließen zu den Saugbrunnen verhinderte. Es blieb infolgedessen an dieser Stelle während der ganzen Bauzeit eine Wasserader bestehen, die an der Baugrubenböschung zu Tage trat. Das ausfließende Wasser wurde durch Steinrigolen und Holzdrummen abgefangen und zu einem um einen Saugbrunnen angelegten Sammelschacht geleitet. Die mit Staffel I erreichte Absenkung ist in Abb. 1 Zustand I dargestellt.

Sobald vom Eimerbagger an einer Stelle die Baugrube bis Ord. NN + 30 ausgehoben war, wurde mit dem Einbau der zweiten Staffel begonnen. Die fertiggestellten Brunnen wurden gruppenweise zu drei bis sechs an die Pumpstation angeschlossen und in Betrieb genommen. Nach den beim Bau der ersten Staffel gemachten Erfahrungen wurde ein Brunnenabstand von 5,60 m gewählt. Dies ergab an der nördlichen Längsseite der Baugrube insgesamt 37 Brunnen, zu deren Betrieb die beiden Pumpstationen III und IV erforderlich waren. Die Absenkung bis zur nächsten Baugrubenberme gelang ohne Schwierigkeit, so daß der Bodenaushub fortgesetzt und der Baggerschlitz bis NN + 26 vertieft werden konnte. Dies wird durch den Zustand II in Abb. 1 dargestellt. Alsdann wurde die dritte Staffel auf NN + 26 eingebaut, wobei ein Brunnenabstand von 4,60 m gewählt wurde. Für die ganze nördliche Längsseite der Baugrube ergab dies 32 Brunnen, die wie bei der Staffel II durch zwei Pumpstationen V und VI betrieben wurden. Die hierbei erreichte Absenkung zeigt der Zustand III in Abb. 1.

In der gleichen Weise wie vorher wurde unter entsprechender Verbreiterung des ausgehobenen Schlitzes die Baugrube bis zur Berme + 22 vertieft und die IV. Staffel mit einem Brunnenabstand von 3,60 m, 42 Brunnen und zwei Pumpstationen VII und VIII eingebaut.

Die Lage der Pumpstationen der Staffeln III und IV wurde mit Rücksicht auf den späteren Ausbau der Staffeln zu geschlossenen Ringen so gewählt, daß nach vollendetem Ausbau von jeder Station etwa 30 Brunnen bedient wurden. Die Stationen lagen nach dem fertigen Ausbau angenähert in der Mitte des von ihnen abzusaugenden Teiles der Saugleitung. Auch bei der vierten Staffel gelang die Absenkung soweit, daß der Bodenaushub mit dem Eimerbagger wie vorgesehen bis zur Ordinate NN + 19 weitergeführt werden konnte. Dieser Stand der Absenkung ist aus Abb. 1 Zustand IV ersichtlich. Eine vollständige Absenkung des oberen Grundwassers bis zur Baugrubensohle NN + 17,20 war nicht möglich, da das Wasser wegen der undurchlässigen Tonschicht durch die Filter nicht nach unten abgesaugt werden konnte, sondern zwischen den Brunnen stehen blieb. Das restliche Wasser über der Tonschicht wurde später, nachdem der Eimerbagger den Bodenaushub bis Ordinate NN + 19 beendet hatte und nachdem die Umfassungsspundwand geschlagen war, in Pumpensümpfen gesammelt und durch Tageswasserrüssel, die an die Saugleitung angeschlossen waren, abgepumpt. Gleichzeitig mit der Absenkung des oberen Grundwasserstockwerkes mußte auch der Druck des unteren Stockwerks vermindert werden. Es wurden daher zunächst auf Staffel II, dann auf Staffel III einzelne Brunnen durch die Tonschicht hindurchgetrieben, um das untere Grundwasser staffelweise soweit abzupumpen, daß die Tiefbrunnen der nächsten Staffel gebaut und an die Saugleitung angeschlossen werden konnten. Dabei mußte mit Rücksicht auf die hohen Kosten der außergewöhnlich langen Tiefbrunnen die Zahl dieser nicht für den Dauerbetrieb erforderlichen Brunnen auf den höheren Staffeln nach Möglichkeit beschränkt werden.

In der vierten Staffel wurden dem Vorentwurf entsprechend nur Tiefbrunnen eingebaut, die gleichzeitig zur Absenkung des oberen und zur Druckverminderung des unteren Grundwasserstockwerks dienten. Beim Bau der Brunnen entstanden hier Schwierigkeiten, da die in den höheren Staffeln angelegten wenigen Tiefbrunnen den Druck des unteren Grundwasserstockwerks noch nicht ausreichend vermindert hatten. Aus den Bohrlöchern traten, wie aus Abb. 2 ersichtlich, unter starkem Druck erhebliche Wassermengen aus, die in die Baugrube abgeleitet wurden. Es gelang trotzdem, die Brunnen nach Fertigstellung einzeln an die Saugleitung anzuschließen, doch hörte der Wasserandrang erst auf, nachdem zehn Tiefbrunnen gebaut und angeschlossen waren.

Der nach Fertigstellung der Staffel IV an der nördlichen Längsseite der Baugrube vom Bagger bis zur Ordinate NN + 19 herab ausgehobene Schlitz (Abb. 3) wurde anschließend verbreitert, und zwar nur am Unterhaupt, da infolge der örtlichen Verhältnisse an der Nordwestecke der

Boden herausgefahren werden mußte. Die einzelnen Baggerschnitte erstreckten sich daher fächerartig über die Baugrube, wobei der Drehpunkt in der Nordwestecke lag. Der Verbreiterung der Baugrube folgend wurden die Staffeln an der östlichen Querseite nach und nach weiter ausgebaut. Dabei zeigte sich, daß von einer weiteren Verlängerung der Staffel II abgesehen werden konnte, da durch die Staffeln III und IV in dem Schlitz an der nördlichen Längsseite das Wasser bereits soweit gesenkt war, daß Schwierigkeiten bei der Weiterführung der Staffel III nicht entstanden. Es zeigte sich aber ferner, daß, nachdem die Baugrube eine größere Breite erreicht hatte, die Umfassung der offenen Teile der Baugrube durch die Senkungsanlage nicht genügte, um das obere Grundwasser planmäßig abzusenken. Infolge des tonhaltigen Feinsandes in der wasserführenden Schicht stellte sich die Absenkungskurve des Grundwassers sehr steil ein. Die Folge war, daß in verhältnismäßig großer Höhe Wasser aus der Böschung des Baggerschnittes trat, wodurch der untere Teil der Böschung stellenweise unterwaschen und zum Einsturz gebracht wurde (Abb. 3). Um die Ausschachtungsarbeiten ohne Gefährdung des Baggers fortsetzen zu können, mußte daher das Grundwasser hinter dem Bagger abgefangen werden. Zu diesem Zwecke wurde die Staffel III, von der unteren östlichen Querseite der Baugrube ausgehend, so weit verlängert, daß sie über die ganze südliche Längsseite und mit einigen Brunnen um die Südwestecke herum reichte. Gleichzeitig mußte an der unteren Querseite für die Staffel III eine neue Pumpstation IX eingerichtet werden, die so weit vorgeschoben wurde, wie es der Aushub der Baugrube gestattete. Die Staffel III wurde, da an dieser Stelle noch keine Erdarbeiten ausgeführt waren, in einer etwa 8 m tiefen, kanalisationsmäßig hergestellten schachtartigen Baugrube um den Bagger herumgeführt. Die Brunnen wurden zunächst gruppenweise zu 3 bis 5 und, nach Verlängerung der Staffel auf der Südseite über $^2/_3$ der Baugrubenlänge hinaus, einzeln an die neue Pumpstation am Unterhaupt angeschlossen. Bald wurde jedoch festgestellt, daß bei der Länge der Rohrleitung infolge der großen Reibungsverluste die am weitesten von der Pumpstation entfernten Brunnen nicht mehr abgesaugt wurden. An der Südwestecke der Baugrube mußte daher eine weitere Pumpstation IIIa für die Staffel III eingebaut werden. Die Station wurde in einem Schacht von 7 m Tiefe auf NN + 28 aufgestellt. Die ursprüngliche Absicht, den Schacht bis zur Höhe der Berme auf NN + 26 abzusenken, konnte infolge Wasserandrangs nicht durchgeführt werden. Die getroffenen Maßnahmen hatten guten Erfolg, die Baggerarbeiten konnten schon während des Ausbaues der Staffel III weitergeführt und ohne Unterbrechung so weit gefördert werden, bis etwa $^2/_3$ der südlichen Längsseite der Baugrube freigelegt waren und nur noch ein dreieckiger Erdklotz an der Südwestecke stehen blieb. Die Staffel IV wurde gleichzeitig, dem Fortgang der Erdarbeiten folgend, um den offenen Teil der Baugrube herum weiter ausgebaut.

Beim weiteren Fortschritt der Erdarbeiten wurde etwa auf NN + 29 eine stark wasserführende Kiesschicht angetroffen, die auf einer eingesprengten Tonschicht aufgelagert war. Das Grundwasser konnte hier nicht nach den tieferliegenden Brunnen abfließen, sondern trat in der Arbeitsböschung des Baggers aus und gefährdete diesen abermals. Zur Beseitigung des Wassers mußte Staffel I auf Planumhöhe NN + 33 bis zur Südwestecke der Baugrube sowie mit einigen Brunnen um die Ecke herumgeführt und an eine neue Pumpstation IA angeschlossen werden. Ferner wurde auf Ord. NN + 30 eine mit dem Hauptteil der Staffel II nicht verbundene, die Ecke umfassende kurze Hilfsstaffel mit der Pumpstation IIIB hergestellt. Hiernach konnte der Aushub der Baugrube mit dem Eimerbagger planmäßig beendet werden. Der letzte Teil des Bodens an der Südwestecke, der vom Eimerbagger nicht gefaßt werden konnte, wurde vom Kabelkran im Greiferbetrieb entfernt. Mit dem Kabelkran war inzwischen auch bereits die Entfernung der Bodenschicht unterhalb des nur bis Ordinate NN + 19 reichenden Baggerschnittes bis zu der auf Ord. NN + 17,20 liegenden Baugrubensohle in Angriff genommen.

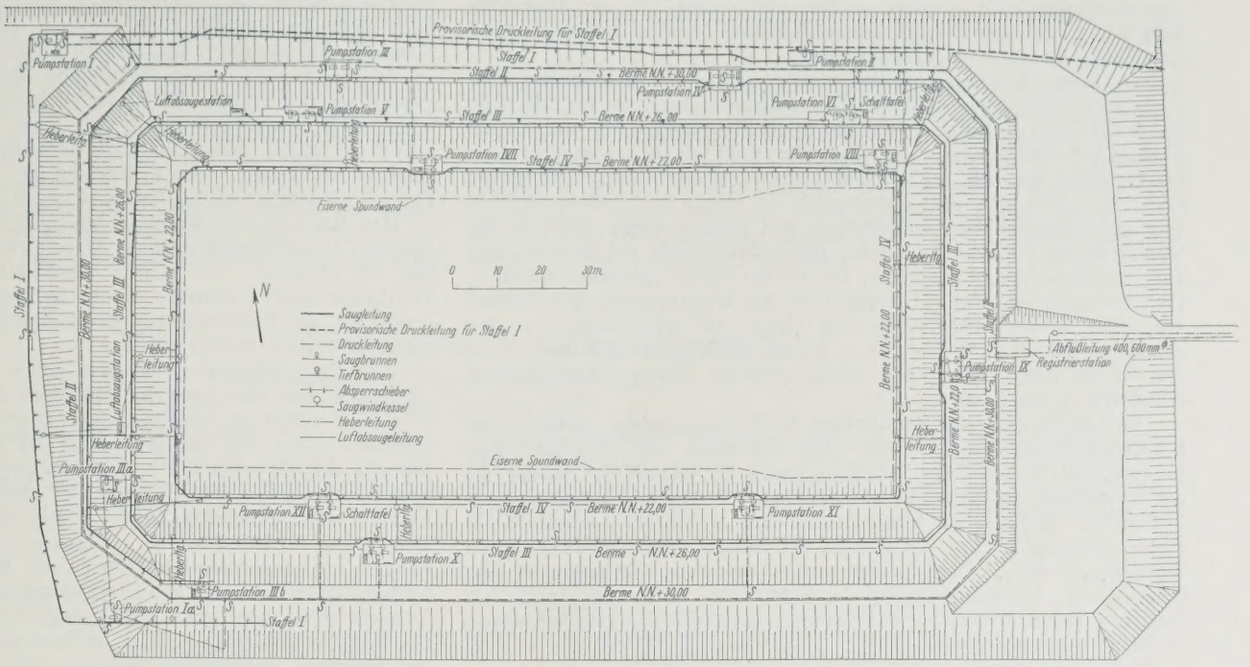


Abb. 4. Gesamtanordnung der Grundwassersenkungsanlage.

Das Wasser unmittelbar über der Tonschicht, das durch die Senkungsbrunnen nicht vollständig bis zur undurchlässigen Schicht herabgesenkt werden konnte, wurde dabei in Pumpensümpfen gesammelt und aus diesen mit Tageswasserrüsseln, die an die Saugleitung der Staffel IV angeschlossen wurden, abgepumpt. Die vollständige Trockenlegung der Baugrube war auf diese Weise einfach zu erreichen, um so mehr, als die ganze Baugrube durch eine kurze, etwa 2,00 m in die undurchlässige Tonschicht hineinragende eiserne Spundwand umschlossen war, die jeden Wasserzufluß von außen her absperrte. Außerhalb dieser Spundwand staute sich das Wasser über der Tonschicht an, es wurde hier, soweit die Filterbrunnen es nicht absaugten, als Tagewasser abgepumpt.

Die Herstellung und Erhaltung der Bermen und Böschungen machte im allgemeinen keine Schwierigkeit. Nur bei der Böschung am Oberhaupt traten, wie bereits erwähnt, an verschiedenen Stellen, hervorgerufen durch eingelagerte Tonschichten, Quellen auf, die zeitweise in erheblichem Umfange Auswaschungen der Böschung verursachten. Diese Quellen wurden durch Stein- und Strauchwerk-Rigolen gefaßt und durch Holzdrummen in Sammelkasten geleitet, die um die Absenkungsbrunnen herum gebaut waren.

Die Gesamtanordnung der fertigen Grundwassersenkungsanlage vor Beginn der Bauarbeiten an der Schleuse ist in Abb. 4 dargestellt. Während der Hauptabsenkungszeit waren gleichzeitig 315 Brunnen angeschlossen und 9 Pumpen im Betriebe.

Mit dem Fortschreiten der Absenkung waren von der Staffel I die Brunnen an der nördlichen Längsseite der Baugrube mit der Pumpstation II und von der Staffel II die Brunnen und Pumpstationen III und IV des Hauptteiles außer Betrieb gesetzt worden. Das Gerät wurde teilweise beim Bau der tieferen Staffeln verwendet. Der abgetrennte Teil der Staffel II an der Südwestecke und der Teil der Staffel I quer vor dem Oberhaupt mußten dagegen, mit Rücksicht auf die hier vorhandenen eingesprengten Tonschichten, im Betriebe bleiben. Auch die Staffel III mußte neben der Staffel IV in voller Ausdehnung während der ganzen Bauzeit im Betriebe gehalten werden, da sonst die Gefahr bestand, daß auf den eingelagerten Tonschichten Wasser aus den Böschungen austrat.

Um nicht sämtliche Pumpstationen betreiben zu müssen, wurden zur Verbilligung des Betriebes nach und nach die Reste der Staffeln I und II und die ganze Staffel III durch Heberanlagen zur Staffel IV entwässert. Der Einbau der Heberleitungen war möglich, da der Wasserandrang gering blieb, so daß die Pumpen der Staffel IV das gesamte Wasser fördern konnten, ohne überlastet zu werden. Von den während der Absenkung erforderlichen vier Pumpstationen der Staffel IV wurden nach Eintreten des Beharrungszustandes nur noch die Stationen VII, VIII und XII in Betrieb gehalten. Der Versuch, eine weitere Pumpstation auszuschalten, schlug fehl, da dann das Grundwasser an verschiedenen Stellen der Baugrube rasch anstieg.

Infolge des im Untergrunde vorwiegend vorhandenen tonhaltigen Feinsandes erstreckte sich die Wirkung der Absenkung nur auf eine geringe Entfernung von der Baugrube. Hausbrunnen, die in 400 m Entfernung

vom Baugrubenrande standen, wurden nicht mehr von der Absenkung berührt, es sind daher auch keine Entschädigungen an Anlieger wegen Entziehung von Wasser gezahlt worden.

Sämtliche Grundwassersenkungsgeräte wurden von der Reichswasserstraßenverwaltung neu beschafft. Da es darauf ankam, ein für alle Fälle passendes Gerät zu erhalten, konnten für die Beschaffung die eigenartigen Verhältnisse der Fürstenberger Baustelle nicht allein maßgebend sein, infolgedessen war die Anlage den örtlichen Verhältnissen nicht genau angepaßt. Auch hatte man ursprünglich mit einem weit größeren Wasserandrang gerechnet. Die Rohrleitungen und Pumpen waren daher für die Wasserführung zu stark bemessen, infolgedessen war der Wirkungsgrad der gesamten Anlage niedriger, als es bei einem passenden Gerät zu erreichen gewesen wäre. Ungünstig ist der Wirkungsgrad noch dadurch beeinflußt worden, daß infolge der Länge der Rohrleitungen in den einzelnen Staffeln mehr Pumpen in Betrieb gehalten werden mußten, als bei der im vorliegenden Falle außergewöhnlich geringen Wasserführung erforderlich gewesen wäre.

Die Anordnung und der Umfang der Senkungsanlage wurden vom staatlichen Neubauamt bestimmt. Das Herstellen der einzelnen Saugbrunnen, das Verlegen der Leitungen sowie der Betrieb der Anlage bis zur Beendigung des Baugrubenaushubes war der mit der Ausführung der Erdarbeiten beauftragten Firma Habermann & Guckes-Liebold A.-G., Berlin, übertragen. Für den Betrieb der Anlage erhielt die Firma einen Zuschlag zu den für den Aushub unter Grundwasser festgesetzten Einheitspreisen. Nach Beendigung der Erdarbeiten wurde die Anlage für die ganze Dauer der Bauzeit der Zwillingsschachtschleuse vom Neubauamt in Eigenbetrieb übernommen.

2. Einzelheiten der Senkungsanlage (Abb. 5 bis 8).

a) Saugbrunnen. Die Saugbrunnen (Abb. 5) wurden in bekannter Weise als Filterbrunnen hergestellt. Zunächst wurde ein Bohrrohr von 300 mm Durchm. abgetrieben, in dieses wurde ein Filterrohr von 150 mm Durchm. eingebaut. Der Zwischenraum zwischen Bohrrohr und Filter wurde alsdann mit Kies ausgefüllt, gleichzeitig wurde das Bohrrohr gezogen. Schließlich wurde das Saugrohr von 100 mm Durchm. in das Filterrohr eingehängt und alsdann an die Saugleitung angeschlossen.

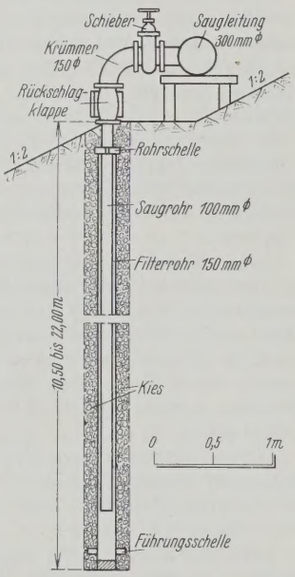


Abb. 5. Saugbrunnen.

Die Filterrohre bestanden aus langgelochten verzinkten Eisenrohren, die mit Kupfertresse, Syndikats-Nr. 14, umspannt waren. Da ein enges Anliegen der Tresse am Filterrohr den Wasserzulauf ungünstig beeinflußt, wurden die Rohre vor dem Aufbringen der Tresse mit verzinktem Eisendraht von 3 mm Stärke schraubenförmig umwickelt. Am unteren Ende war das Filterrohr durch einen Holzpfropfen geschlossen, um das Eintreiben von Boden von unten her in das Rohr zu verhindern. Damit die zentrale Stellung des Filterrohres im Kiesfilter erreicht wurde, war das Filterrohr am unteren Ende mit einer dreiteiligen Abstandschelle versehen, die beim Einsetzen in das Bohrrohr zur Führung diente. Um das Einfallen von Sand von oben her in das Filterrohr zu verhindern, wurde dieses anfangs durch zweiteilige, umgebörtelte um das Saugerohr herumgelegte Blechscheiben verschlossen. Da häufig ein Verschieben dieser Blechstreifen eintrat, wurde später der Verschluß in einfacher Weise durch Umwickeln mit alten Zementsäcken ausgeführt. Dies Verfahren hat sich gut bewährt, ein Eintreten von Sand von oben her ist dabei nicht mehr vorgekommen. Die Filterlänge war nicht bei allen Brunnen die gleiche. Für die Brunnen, die nur zur Absenkung des oberen Grundwassers dienten war zunächst eine Filterlänge von 5 m vorgesehen, während das obere Ende als geschlossenes Aufsatzrohr ausgebildet werden sollte. In dieser Weise wurden die zuerst hergestellten 13 Brunnen der Staffel I hergestellt. Infolge ihrer Bauart konnten diese Brunnen nur Wasser aus den tieferen Schichten entnehmen. Das Grundwasser konnte jedoch infolge des feinen tonhaltigen Sandes aus den oberen Bodenschichten nicht in genügendem Maße versickern und zu den Filtern gelangen, infolgedessen trat die erstrebte Absenkung nicht ein. Es wurde daher bei allen übrigen Brunnen das Aufsatzrohr durch Filterrohr ersetzt. Die Anlage derartiger Brunnen wurde zwar erheblich teurer, sie hat jedoch wesentlich zur rascheren Absenkung und beschleunigten Ausführung der Erdarbeiten beigetragen, wodurch mittelbar eine Verbilligung der ganzen Arbeit bewirkt wurde. Die Länge der so ausgebildeten Filterrohre für das obere Grundwasserstockwerk betrug im allgemeinen 10,50 m. Einzelne Brunnen haben jedoch nicht die erstrebte Tiefe erhalten, da während des Einsetzens der Filter in die Bohrrohre der Schwemmsand in den Rohren hochtrieb, so daß trotz wiederholten Aufbohrens die erwünschte Tiefe nicht hergestellt werden konnte. Es ist auch vorgekommen, daß der bereits vorschriftsmäßig eingebaute Filter sich beim Ziehen der Bohrrohre etwas anhob, er mußte dann oben für den Anschluß an die Saugleitung abgeschnitten werden. Die Verkürzung der Länge blieb jedoch in allen Fällen geringfügig, sie hat das Maß von 0,75 m nicht überschritten.

Die Brunnen der Staffel IV, die gleichzeitig aus dem oberen und unteren Grundwasserstockwerk Wasser entnahmen, erhielten ebenso wie die Brunnen des oberen Stockwerks durchgehende Filterrohre. Die Länge dieser Filterrohre wurde so bemessen, daß Unterkante Filter 5 m unter der Tonschicht lag, die Gesamtlänge schwankte zwischen 15 und 22 m.

Die Saugrohre waren einfache, unten offene, eiserne Rohre, deren Länge sich nach der Länge der Filterrohre richtete; im allgemeinen waren sie 0,50 m kürzer als die Filterrohre. Zum Festhalten in der Höhenlage dienten Schellen, die auf dem Kopf des Filterrohres aufruhten. Jeder Brunnen war entweder mit einer Rückschlagklappe oder mit einem Kegelventil versehen, wodurch gleichzeitig der Übergang von den 100 mm weiten Einhängerohren zu den 150 mm weiten Anschlußkrümmern der Saugleitung vermittelt wurde. Hierdurch sollte bei einem Versagen der Pumpen ein plötzliches Rückströmen des Wassers in die Baugrube und das Leerlaufen der Saug- und Druckleitung verhindert, sowie ein sofortiges Anlaufen der Pumpe nach Beseitigung der Störung ermöglicht werden. Die Kegelventile haben sich als weniger praktisch erwiesen als die Rückschlagklappen; es kam bei einzelnen Ventilen vor, daß sich das Ventil schräg auf den Kegel legte und dann keinen vollständigen Abschluß bewirkte. In solchen Fällen mußte, falls eine Störung an der Pumpe eintrat, durch den Pumpenwärter schleunigst der außer den Ventilen bei jedem Brunnen vorhandene Schieber geschlossen werden, um ein Leerlaufen der Leitungen zu verhindern. Da es sich stets nur um geringe Undichtigkeiten des Ventils handelte, war genügend Zeit hierfür vorhanden. Durch die an die Ventile anschließenden Krümmer von 90° wurden die Brunnen an den wagerecht liegenden Anschlußstutzen der Saugleitung angeschlossen. Zwischen Krümmer und Anschlußleitung war noch der vorher erwähnte Schieber eingebaut. Außer dem bereits genannten Zwecke ermöglichten die Schieber es jederzeit, eine beliebige Anzahl von Brunnen von der Saugleitung abzuschließen sowie durch Drosselung die Wasserführung zu regeln. Die Brunnen standen auf der inneren Seite neben der Saugleitung. Die Einhängerohre konnten also zum Reinigen der Brunnen ohne Schwierigkeiten herausgenommen werden. Dies war zweckmäßig, denn trotz des feinen Filtergewebes sind doch geringe Mengen des sehr feinen Sandes mitgerissen worden, so daß es einige Male erforderlich wurde, die Brunnen zu reinigen. Beim Abbauen der Brunnen ist später festgestellt, daß sich in sämtlichen Filtern eine Sandablagerung bis dicht unter Unterkante des Einhängerohres abgesetzt hatte.

b) Saugleitung. Die Saugleitung hatte einen lichten Durchmesser von 300 mm. Sie bestand aus autogen geschweißten schmiedeisernen Rohren mit losen Flanschen. Die Flanschen wurden durch Pappringe gedichtet. Die Verwendung schmiedeiserner Rohre mit losen Flanschen hat gegenüber den gußeisernen Rohren den Vorteil, daß Paßstücke und anormale Krümmer auf der Baustelle ohne Schwierigkeiten hergestellt werden und Anschlußstücke zur Vermittlung von Abzweigungen nach jeder Richtung hin gedreht werden können. Durch die Pappringe zwischen den Flanschen wurde eine gute Dichtung erreicht, auch nicht genau passende Anschlüsse ließen sich durch Einlegen von Keilstücken, die leicht mit dem Taschenmesser hergestellt werden können, gut abdichten. Bei trockener Witterung ließ die Dichtigkeit der Pappringe nach, da die Pappe zusammentrocknete, in solchen Zeiten mußte daher täglich mehrere Male angenäßt werden. Die Leitungen wurden ständig durch die Pumpenwärter durch Abhören an den Flanschen untersucht und undichte Stellen sofort nachgedichtet. Das Wasser führte, wie durch plätscherndes Geräusch in den Rohrleitungen festgestellt wurde, eine Menge Luft, die jedoch nur zu einem geringen Teil durch die Undichtigkeit der Leitungen in die Rohre gelangte, in der Hauptsache aber aus dem Grundwasser stammte. Die Saugleitungen wurden, von der Mitte zwischen zwei Pumpstationen anfangend, mit geringem Gefälle zur Pumpe steigend verlegt, um die mitgeführte Luft vor der Pumpe sammeln und absaugen zu können. In die Leitung wurden Schieber eingebaut, deren Anzahl sich aus dem gruppenweisen Anschluß der Brunnen an die Pumpstationen ergab. Bei dem Einbau der Schieber wurde zugleich darauf Bedacht genommen, daß eine möglichst gleichmäßige Verteilung der Brunnen auf die einzelnen Pumpstationen möglich war und daß bei Beschädigung der Saugleitung Teile der Leitung ohne Nachteil für die Absenkung ausgeschaltet werden konnten. Verwendet wurden Schieber mit flachem Gehäuse. Im allgemeinen waren die Schieber nicht vollkommen luftdicht. Schieber an Abzweigstellen, die mit der Außenluft in Verbindung standen, mußten daher durch einen Blindflansch sorgfältig geschlossen werden.

In jeder Staffel waren an der Saugleitung verschiedene Anschlüsse für das Abpumpen von Tageswasser aus der Baugrube vorgesehen. Besonders wichtig waren die Tageswasseranschlüsse in der untersten Staffel IV, da, wie vorher ausgeführt, das obere Grundwasser durch die Senkungsbrunnen nicht vollständig bis zur Tonschicht abgesenkt werden konnte, sondern in Pumpensümpfen gesammelt und abgepumpt werden mußte. Die Pumpensümpfe bestanden aus zwei nebeneinanderliegenden, durch einen Überfall getrennten Kammern, von denen die eine als Absatzbecken für mitgeführten Sand und die andere als Saugbecken diente. Das untere Ende der Tageswasserrüssel wurde als etwa 0,5 m langes, mit Kupfertresse bespanntes, am unteren Ende geschlossenes Filterstück ausgebildet und durch einen Spiralpanzerschlauch mit den festen Teilen des Tageswasserrüssels verbunden. Die Wasserentnahme aus den Pumpensümpfen mußte ständig durch den Pumpenwärter beobachtet und der Anschluß so rechtzeitig geschlossen werden, daß keine Luft in die Saugleitung mitgerissen werden konnte. Nach dem Rammen der Umfassungsspundwand staute sich das Wasser außen an der Wand und wurde ständig als Tageswasser abgepumpt. Besondere Pumpensümpfe waren hier nicht erforderlich, sondern es wurden an den tiefsten Stellen wagerecht liegende längere Filterstücke verlegt und an die Saugleitung angeschlossen. Verunreinigungen der Saugleitung beim Abpumpen von Tageswasser wurden durch die Filter vollständig vermieden. (Schluß folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.).

Von Reichsbahnoberrat **Lewerenz**, Königsberg.

(Fortsetzung aus Heft 46.)

Aus diesem Grunde ist auch beim Schürzenbinder 14 ein Zugband angeordnet worden (Abb. 24). Hierdurch ist weiter erreicht, daß die Momente und Längskräfte des Binders 14 nahezu die gleichen sind wie bei Binder 1 (Mittelbinder und rechter Seitenbinder), wodurch die konstruktive Durchbildung vereinfacht wird. Die Einzelheiten des Mittelbinders gehen aus Abb. 25 hervor. Die Pfetten ragen um 60 cm über den Binder hinaus. Des Aussehens wegen ist der Dachüberstand durch ein senkrechtes und ein wagerechtes Blech verkleidet. Beide Bleche erhalten Schlitze, die senkrechten zur Rauchabführung, die wagerechten zur Ableitung des Regenwassers, das durch die ersteren Schlitze von außen eindringt. Das Zugband ist ein zweiwandiger Blechträger von 0,8 m Höhe und mit Stahlbolzen an ein zweiwandiges Eckblech angeschlossen, das durch die aufgeschlitzten Gurtplatten des Binders durchtritt und mit dem Bindersteg vernietet ist.

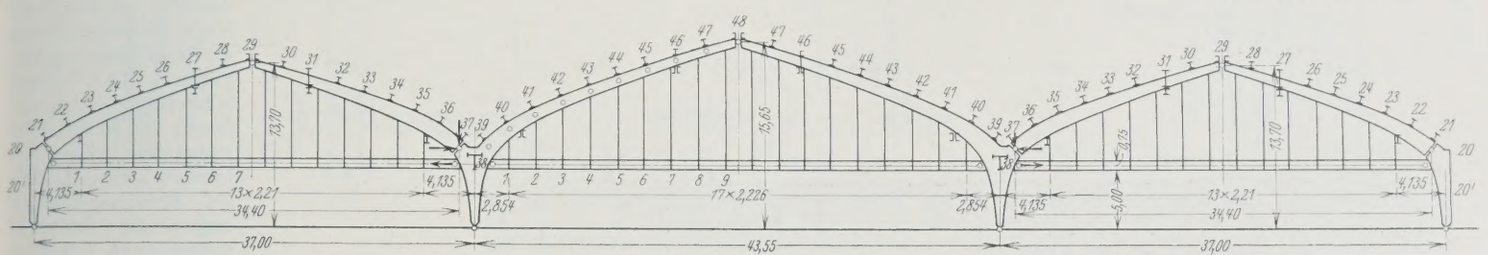


Abb. 24. Prinzipskizze des Binders.

senkrechte Stützdruck wird mittels einer Hilfskonstruktion auf fünf Deckenträger gleichmäßig verteilt, die wagerechte Stützkraft wird mittels eines langen Flacheisenankers in die Tunneldecke geleitet. Die zweite Portalstütze ist als Pendelstütze konstruiert, da der Unterbau (Treppenwange bezw. Bahnsteigdecke) keine wagerechte Kraft aufnehmen kann. Die Stützkraft dieser Pendelstütze wird beim Binder 2 von einem besonderen unter der Bahnsteigdecke nachträglich einzubauenden Träger, beim Binder 3 von der Treppenwange übernommen. In der Hallenlängsrichtung sind die beiden Rahmen in folgender Weise gegeneinander ausgesteift: An der Außenstütze durch die Längswand (siehe später), in der Mitte durch den großen Längsträger über den Pendelstützen durch einen Blechträger.

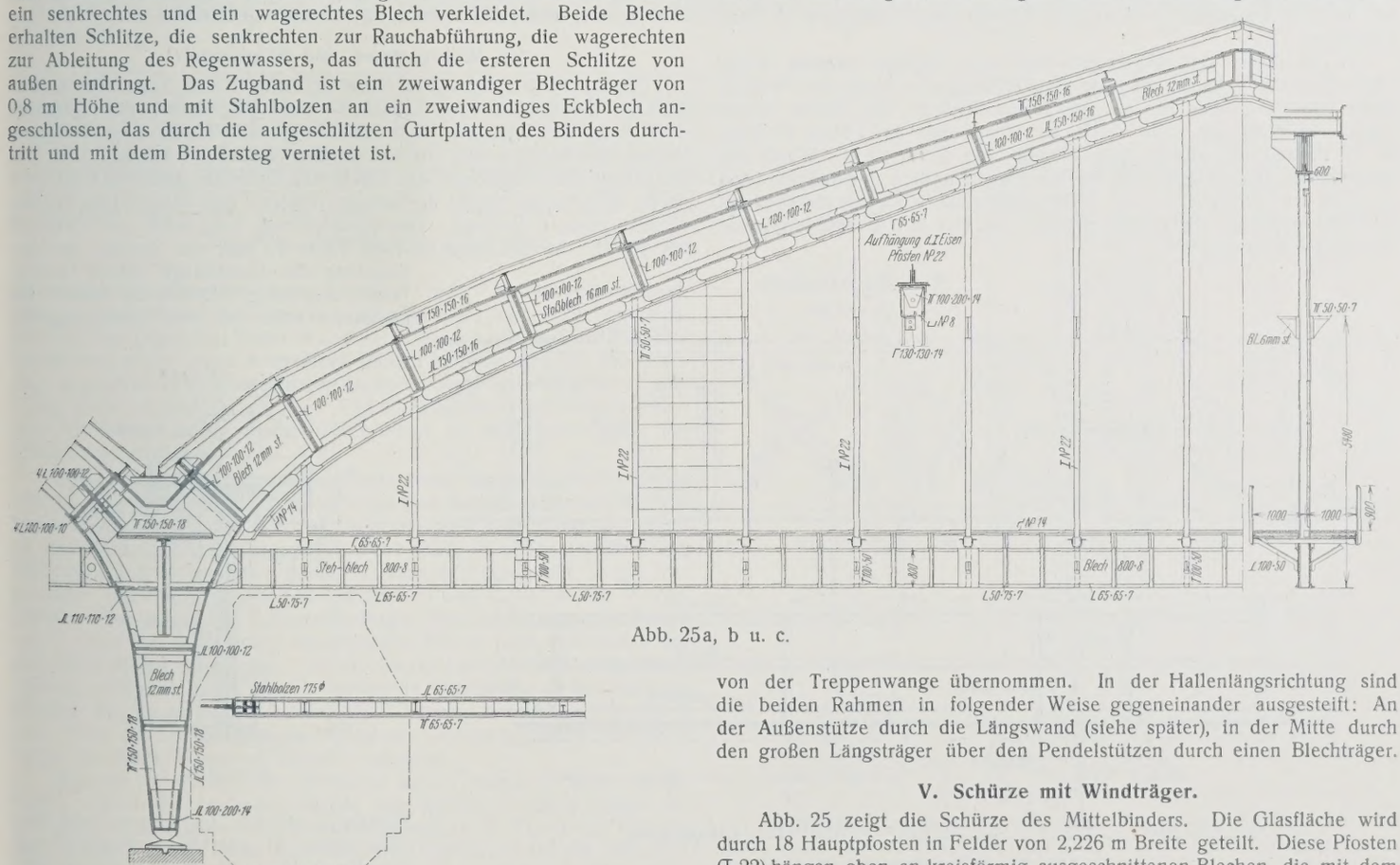


Abb. 25a, b u. c.

Ähnlich wie beim Binder 1 sind auch bei den Bindern 2 und 3 die Stützen der Reihe *D* abgefangen. Dies geschieht nach Abb. 26 durch Hochlegen des Kämpfergelenkes, wobei sich der Dreigelenkbogen auf ein statisch bestimmtes Portal stützt. Dieses hat an der Außenseite eine steif angeschlossene Stütze, deren Fuß auf der Tunneldecke ruht. Der

V. Schürze mit Windträger.

Abb. 25 zeigt die Schürze des Mittelbinders. Die Glasfläche wird durch 18 Hauptpfosten in Felder von 2,226 m Breite geteilt. Diese Pfosten (I 22) hängen oben an kreisförmig ausgeschnittenen Blechen, die mit dem Untergurt des Binders verschraubt sind. Die Ausschnitte dienen zur Entlüftung und Rauchabführung. Unten tragen die Pfosten das Zugband sowie den wagerecht liegenden Windfachwerkträger, dessen Gurte durch Winkeleisenstreben gegen das Zugband abgestützt sind. Jedes Feld ist durch zwei senkrechte Sprossen in drei Unterfelder geteilt. Die Glas-

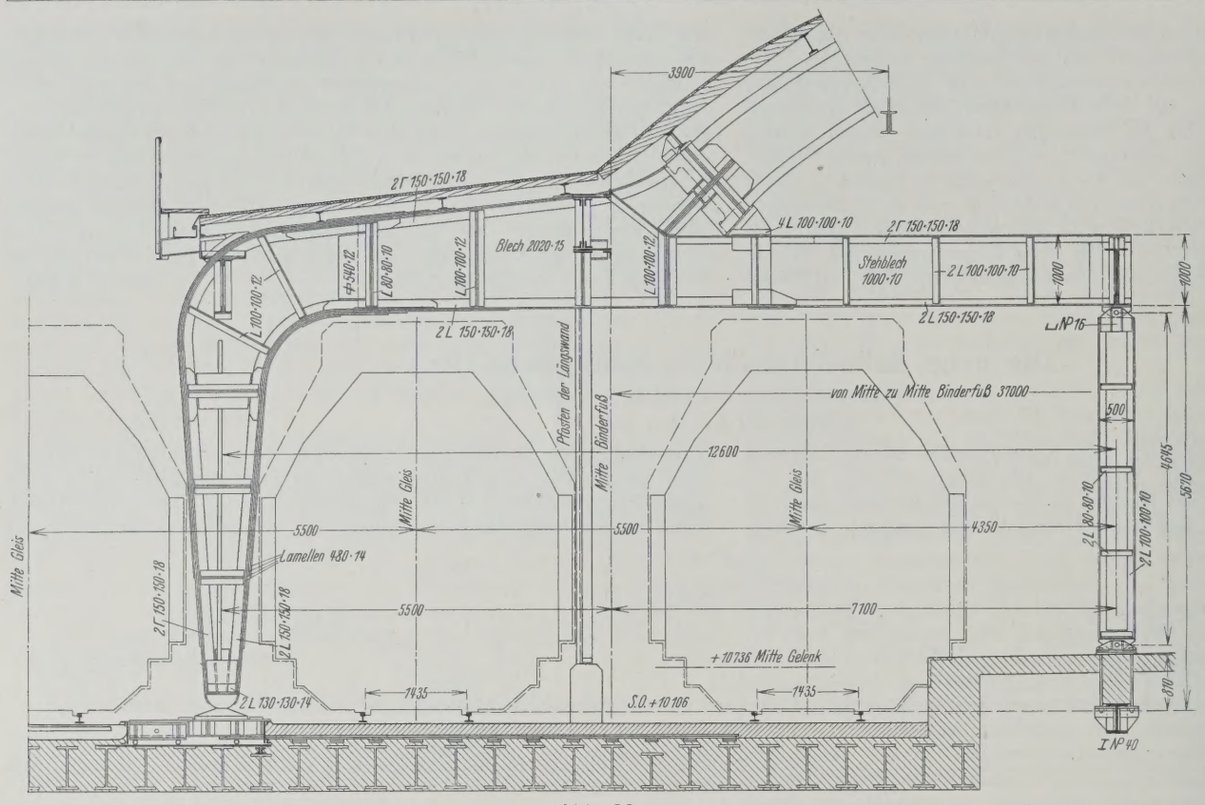


Abb. 26.

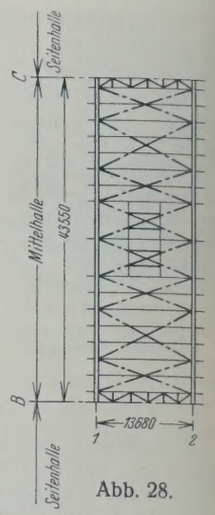


Abb. 28.

tafeln erhalten sämtlich die Größe 74/44 cm, sie bestehen aus undurchsichtigem Kathedralglas und werden in Kitt verlegt. Die Vorderkante der ⊥-förmigen Sprossen liegt bündig mit der Vorderkante der Pfosten. Als seitliche Randsprosse ist an den Flansch des Pfostens ein ⌐-Eisen angeheftet.

In Abb. 27 ist der wagerechte, über dem Zugband liegende Windträger dargestellt. Es ist ein über drei Öffnungen durchlaufender Parallelträger von 2 m Trägerhöhe mit gekreuzten Streben. Die Pfosten dieses Trägers bestehen aus zwei ⊔ 100 · 65 · 9 und sind mit kurzen ⊏-Eisen an die Pfosten der Schürze angeschlossen, von denen sie die Windkräfte übernehmen. Die Auflagerkräfte des Windträgers werden an den Kreuzungspunkten der Endstreben durch Vermittlung eines steifen Eckbleches auf die Mitte des Binderstiels übertragen und von hier in das später erläuterte Windportal weitergeleitet.

Abb. 27a. Grundriß.

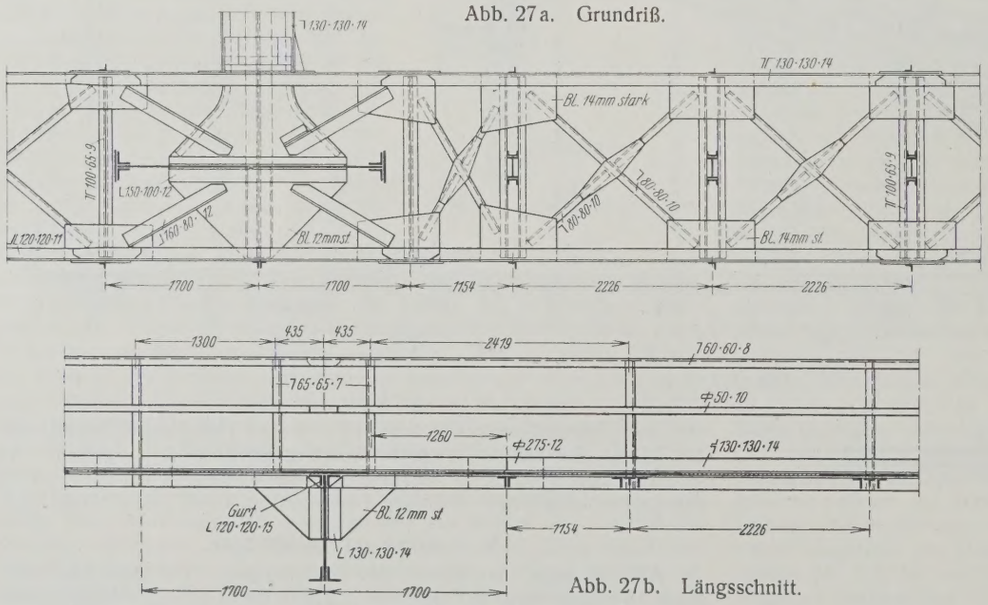


Abb. 27b. Längsschnitt.

Abb. 27. Windträger der Schürze.

Damit die Schürze bequem zugänglich ist und gut untersucht sowie gereinigt werden kann, ist über dem Windträger ein hölzerner Gehweg vorgesehen, dessen Balken auf den Gurtwinkeln und kleinen mit dem Schürzenpfosten verbundenen Winkeln aufgelagert ist. Eine dichte Abdeckung dieses Fußweges ist zwecks besserer Rauchabführung vermieden. Der Fußweg wird durch leichte Geländer von 90 cm Höhe abgegrenzt. Zum Anlehnen von Leitern bei Reinigungsarbeiten tragen die Schürzenpfosten in rd. 4 m Höhe über dem Gehweg leichte Dreieckskonsole, über die auch nötigenfalls Bohlen gelegt werden können, von denen der obere Teil der Schürze zugänglich gemacht werden kann.

Der innere und äußere Gehweg sind durch kleine an den Enden der Schürze eingebaute Schlupftüren miteinander verbunden.

VI. Windverband und Windportale.

Windverbände in der Dachebene sind nur in den beiden Endfeldern, zwischen den Bindern 1 und 2 sowie 13 und 14 angeordnet. Abb. 28 bringt die Grundrißanordnung des Windverbandes im Mittelbinder. Der Windträger ist ein Parallelträger mit sich kreuzenden Streben, er schmiegt sich der Dachebene nach Möglichkeit an. Die beiden Endfelder (zwischen Kehle und Pfette 39) erhalten wegen der langgestreckten Form keine Gegenstreben, sondern einen K-Verband. Das anschließende Feld reicht von Pfette 39 bis zu 41. An der ausgelassenen Pfette 40 sind die Streben zur Verringerung des Durchhangs mittels Gelenkbolzen aufgehängt. Ebenso die Streben des nächsten Feldes an den übersprungenen

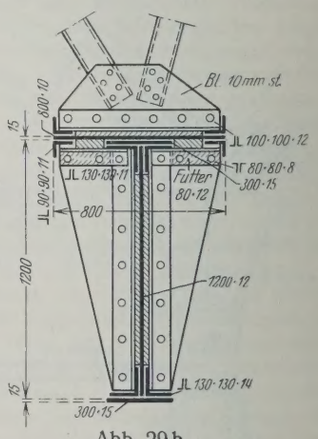


Abb. 29b.

Pfetten 42 und 43. Im nächsten Feld (zwischen Pfette 44 und 46) ist Pfette 45 mit dem Knotenblech der Strebenkreuzung vernietet. Das oberste Feld reicht von Pfette 46 bis zum Firstlängsträger. Die in den Drittelpunkten des Hallenfeldes liegenden Zwischenbinder I 22 (vergl. Abschnitt III) sind der besseren Steifigkeit wegen mit den Windstreben verbunden. Es entsteht so an den Strebenkreuzungen ein kleines Zwischenfachwerk. Sämtliche Wind-

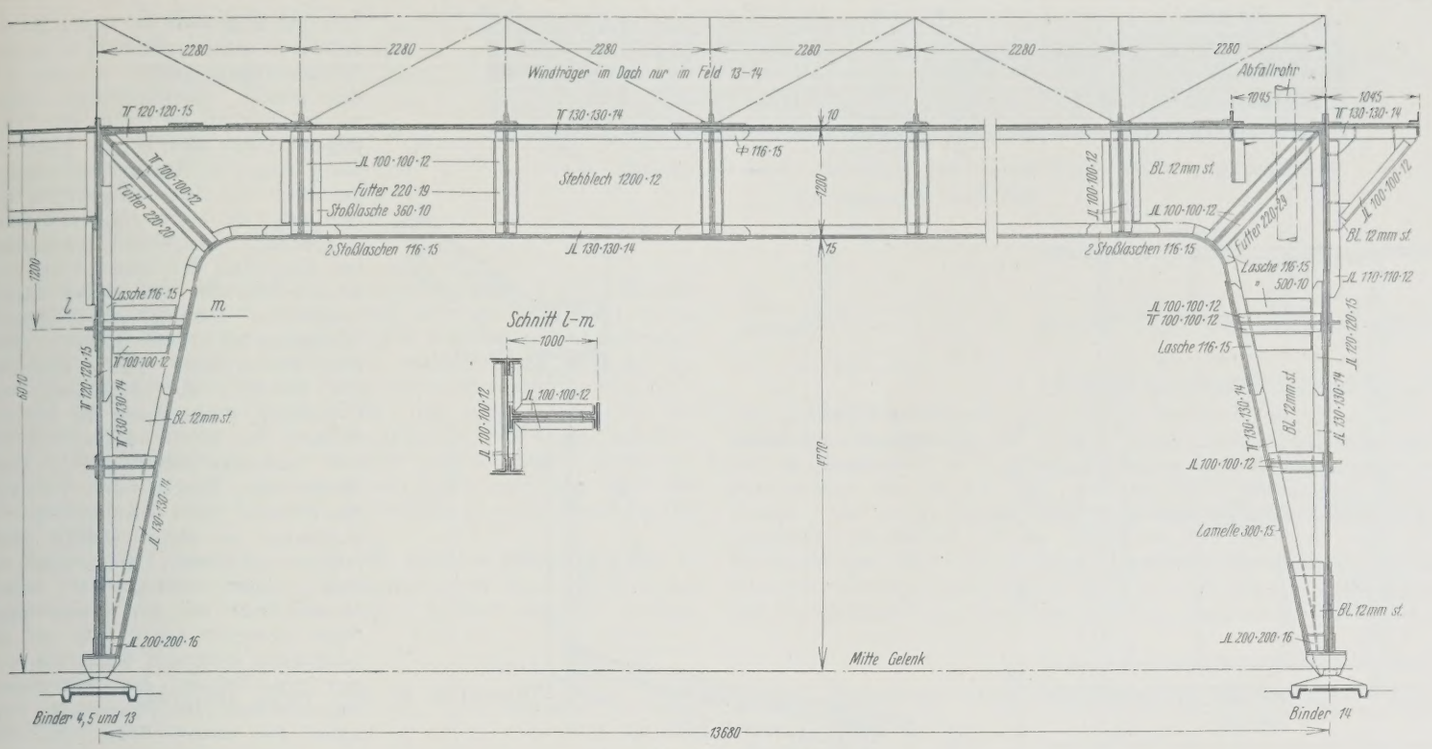


Abb. 29a u. c.

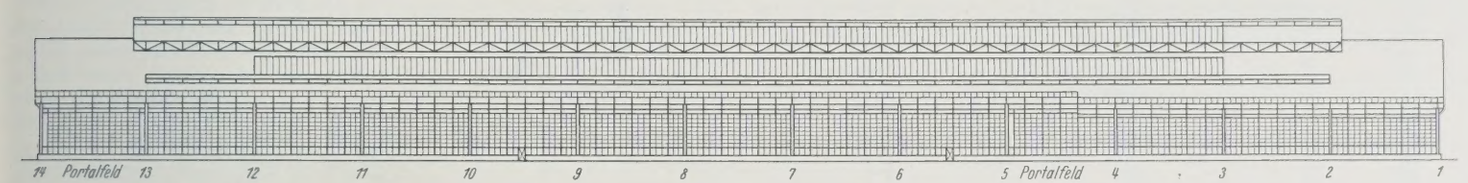


Abb. 32a. Ansicht.

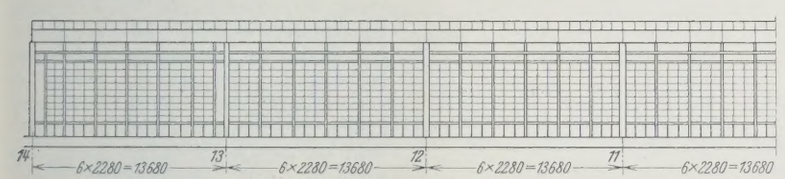


Abb. 32b. Ansicht eines Feldstückes.

Abb. 32. Längswand in Reihe *D*.

streben mit Ausnahme der in den untersten Feldern bestehen aus Winkeleisen, die mit einem Flacheisen zusammengenietet sind. Die Anschlußknotenbleche liegen bei Pfette 39 und 41 in Ebenen, die mit der Tangente am Binderobergurt einen erheblichen Winkel bilden. Die an den Obergurt angeschlossenen Knotenbleche müssen daher in die Windverbandebene hinein abgebogen werden. Die abgebogenen Flächen sind außerdem mit besonders zugepaßten Winkeleisen an die Konsolbleche der Pfetten angeschlossen.

Windportale stehen zwischen Binder 4 und 5 einerseits und Binder 13 und 14 anderseits. Beim Portal 13/14 greifen die Auflagerkräfte aus den Windträgern der Schürze und des Dachverbandes unmittelbar am Portal an, beim Portal 4/5 dagegen werden diese Kräfte durch die zwischen den Bindern 1 und 4 liegenden großen Versteifungsträger zum Portal hingeleitet. Das Portal in den Stützenreihen *B* und *C* ist in Abb. 29 dargestellt. Der ⊤-förmige Aussteifungsträger dient gleichzeitig als Portalriegel. Die sich nach unten verjüngenden Stützen sind unmittelbar mit den Binderstützen verbunden. Da der Riegel auch die Kräfte des Dachschubes aufnimmt, rufen dessen senkrechte Seitenkräfte an den Auflagerpunkten des Portals einen Rahmenschub hervor, der sich bei Binder 5 und 13 mit der Auflagerkraft aus Winddruck summiert, während sich diese Kräfte bei Binder 4 und 14 teilweise aufheben.

Während die Portale der Reihen *B* und *C* genau in deren Achse liegen, weicht die Lage der Portale der Reihen *A* und *D* wegen der anderen Querschnittsform des Aussteifungsträgers (⊤-Form) um 44,5 cm nach außen ab. Das Portal lehnt sich hier unmittelbar an die senkrecht gehaltenen Außenkanten der Binderstützen an und erhält besondere Lager, die neben den Hauptstützenlagern liegen. Die Einzelheiten für das Portal in Reihe *D* sind aus Abb. 30 ersichtlich. Diese Lager werden bei der Montage erst zum Anliegen gebracht, nachdem das Portal eingebaut und die Dachdeckung vollständig aufgebracht ist. Hierdurch wird erreicht, daß die senkrechten Teilkräfte des Dachschubes von dem als Zweistützträger wirkenden Riegel auf die Binderstiele übertragen werden, ohne einen Rahmenschub auszuüben. Lediglich die Schneelast und die aus Windkräften herrührende senkrechte Zusatzlast erzeugen einen geringen Rahmenschub.

Abb. 30.
Windportal
der Reihe *D*.

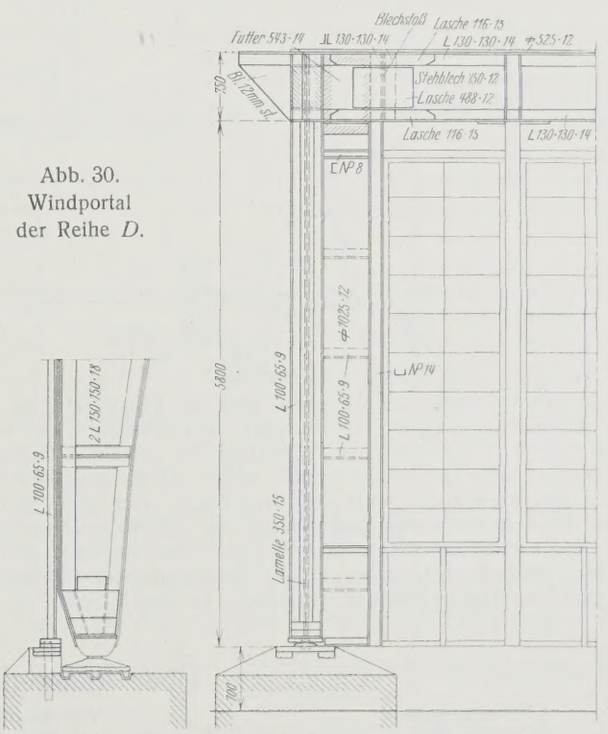


Abb. 30a. Ansicht. Abb. 30b. Querschnitt am Lager.

Während die Portalfüße in Reihe *A* die abgeschrägte Form haben, sind sie in Reihe *D* mit Rücksicht auf die anschließende Glaswand des besseren Aussehens wegen rechteckig geformt worden.

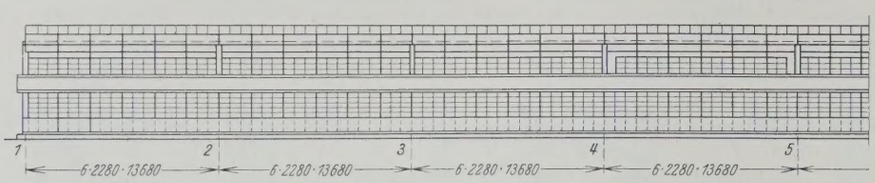


Abb. 31 a. Gesamtansicht.

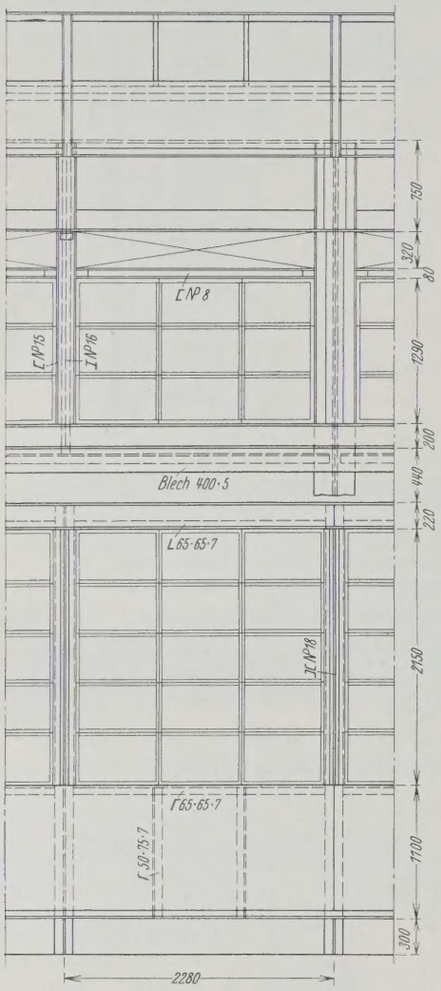


Abb. 31 b. Ansicht eines Feldstückes.

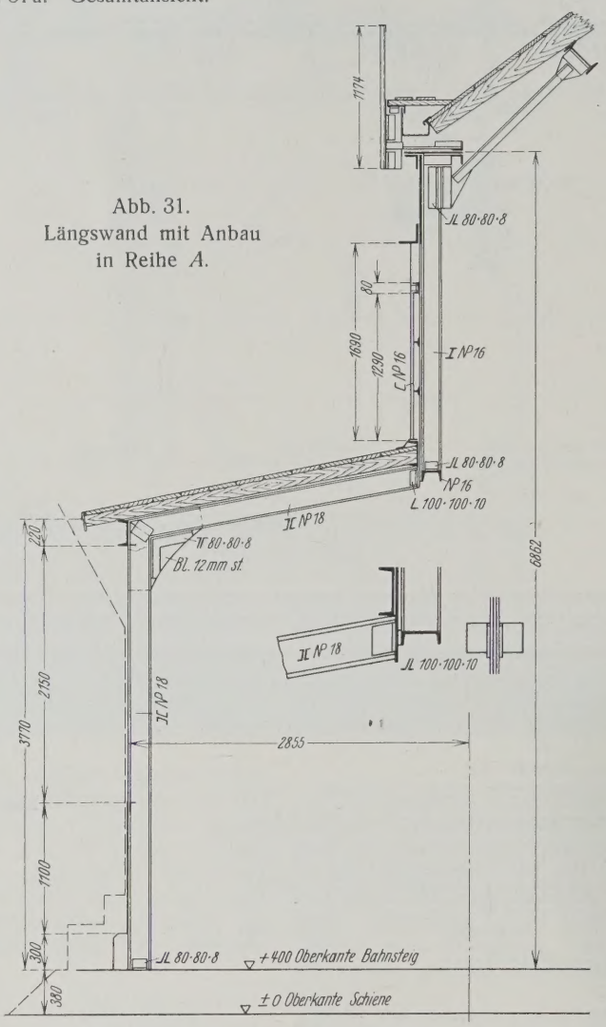


Abb. 31 c. Querschnitt.

Abb. 31.
Längswand mit Anbau
in Reihe *A*.

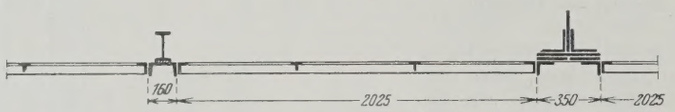


Abb. 31 d.
Wagerechter Schnitt
durch Verglasung.

VII. Längswände.

Zum Schutze gegen die Witterung sind die Längsseiten der Halle durch verglaste Seitenwände abgeschlossen. Die Seitenwand der Reihe *A* ist aus Abb. 31 zu erkennen. Da die Stützenreihe auf einem Gepäcksteig liegt, der durch die Längswand nicht in seiner Längsrichtung zerschnitten werden darf, besteht die Wand aus zwei Teilen. Der obere Teil lehnt sich an die Außenkante der Binderstützen und den oberen Aussteifungsträger, der untere Teil ist um 2,45 m nach außen abgerückt und steht auf einem besonderen, flach gegründeten Betonfundament. Beide Wände sind durch ein leichtes Pultdach verbunden, das mit Ruberoid auf Holzschalung eingedeckt ist. Jedes Binderfeld ist in sechs Unterfelder zu je drei Sprossenfeldern geteilt, so daß sich der gleiche Sprossenabstand ergibt wie im Oberlicht der Halle. Die I-förmigen Pfosten der oberen Abschlußwand hängen an dem senkrecht stehenden Blech des Aussteifungsträgers und sind unten mit einem aus zwei ⊏-Eisen bestehenden Längsträger verbunden. Die Verglasung der oberen Wand hört 32 cm unterhalb des oberen Längsträgers auf und läßt dadurch einen durchgehenden Lüftungsschlitz frei. Die Sprossenebene liegt außerhalb der Pfosten. Zur Befestigung der ⌐-förmigen Randsprossen ist vor die Pfosten ein ⊏ 16 angenietet. Die aus zusammengenieteten ⊏-Eisen bestehenden Pfosten der unteren Wand sind mit den Bindern des Pultdaches zu einem kleinen Halbrahmen verbunden, der unten ein festes Lager besitzt, und dessen oberes Ende an dem Traufenlängsträger pendelnd hängt. Die auf die Längswand wirkenden Windkräfte werden vom Fußlager des Halbrahmens aufgenommen. Die Rahmenecke trägt außen die untere Pfette des Pultdaches, während das stehende ⊏-Eisen des Längsträgers gleichzeitig als obere Pfette dient. Die untere Wand enthält unten einen 30 cm hohen Betonsockel, auf den sich eine 1,10 m hohe, 5 mm dicke Blechwand setzt, die ihrerseits die Glaswand trägt. Sowohl die Blechwand als auch die Glasfläche liegt bündig mit der Vorderkante der Pfosten, an die ⊥-förmige Randsprossen genietet sind. An mehreren Stellen der Längswand sind kleine Schiebetüren der Größe 0,7/1,80 m vorgesehen. Am Binder 7 ist die Längswand nebst Pultdach mit Rücksicht auf die Dehnungsfuge durch Einschaltung von Langlochverbindungen unterbrochen.

Wesentlich einfacher gestaltet sich die Ausbildung der Längswand in der Stützenreihe *D*, die zwischen zwei Gleisen liegt (Abb. 32). Die Wand beginnt wegen der in Abschnitt I behandelten Weichenverbindung erst bei Binder 4 und reicht bis Binder 14. Als Ersatz für den ausfallenden Teil dient eine Wand in der Stützenreihe *F*, die am Binder 1 beginnt und um $^1/_3$ Feldweite über Binder 3 hinausreicht. Die Felderteilung ist die gleiche wie bei der oben beschriebenen Längswand. Die Pfosten bestehen aus I 16 und ruhen auf einem Eisenbetonbalken, der mit den Stützenfundamenten zusammenhängt. Oben sind die Pfosten zur Übertragung der Windkräfte mit dem Längsträger verbunden. Auch hier ist oben ein Luftschlitz und unten eine auf einem Betonsockel ruhende Blechwand vorgesehen. Eine geringe Abweichung zeigt die Glasfüllung in den Portalfeldern 4—5 und 13—14 (vergl. Abb. 30a). Im übrigen ist die Konstruktion ähnlich durchgebildet wie bei der Längswand *A*. (Fortsetzung folgt.)

Alle Rechte vorbehalten.

Über Rampen- und Bahnsteigmauern.

Von Reichsbahnrat **Fahl**, Salzwedel.

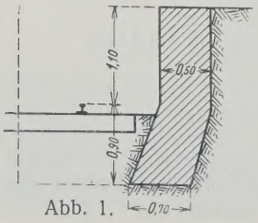


Abb. 1.

Mauern von Eisenbahnrampen werden meist nach Art von vollen Futtermauern etwa nach Abb. 1 konstruiert. Es sind den folgenden Ausführungen Konstruktionen aus nicht bewehrtem Beton zugrunde gelegt. In einer solchen Mauer steckt viel Material, das verhältnismäßig gering beansprucht und wenig ausgenutzt ist. Einen einfachen Weg zu erheblichen Ersparnissen ergibt folgende Überlegung: der über der Linie *AB* (Abb. 2) liegende Teil der Mauer muß eine geschlossene Platte sein, um die Rampenschüttung gegen Abrutschen zu halten, der Teil unter der Linie *AB* dient der Fundierung, er braucht nicht die Aufschüttung zu halten und darf daher in einzelne Pfeiler aufgelöst werden.

Das ergibt eine Ausführung etwa nach Abb. 3. Das Fundament ist stark unterschnitten und springt gegen den oberen Mauerteil zurück, so daß der über dem so entstehenden Fundamentabsatz liegende Boden samt

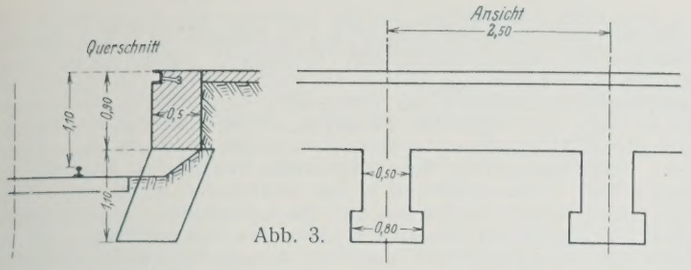


Abb. 3.

der meist eine mehr oder weniger zusammenhängende Platte bildenden Rampenbefestigung gehoben werden muß, ehe das Fundament kippen kann. Es wird angenommen, daß etwa alle 9 bis 10 m eine Dehnungsfuge in der Mitte zwischen zwei Pfeilern ausgeführt wird und daß die den Dehnungsfugen benachbarten Pfeiler einen geringeren gegenseitigen Abstand erhalten als die anderen Pfeiler. Das an der oberen Kante der Mauer befindliche ⊏-Eisen soll die Kante gegen Stöße schützen; außerdem wirkt es auch als Hindernis gegen Eintreten unbeabsichtigter Temperaturrisse und als Anker, der die wagerechten Kräfte aufnimmt, wenn der Mauerteil zwischen je zwei Pfeilern als Gewölbe gegen wagerechten Erddruck wirkt.

Eine ähnliche Lösung kommt für die erhöhten Bahnsteigmauern in Frage. Während bei niedrigen Bahnsteigmauern Konstruktionen aus Kantensteinen, die auf Einzelstützen ruhen, vielfach ausgeführt werden,

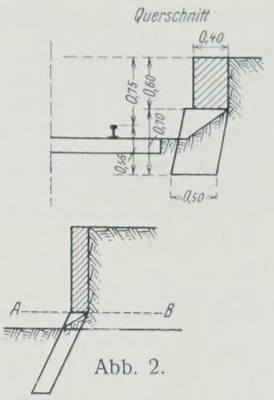


Abb. 2.

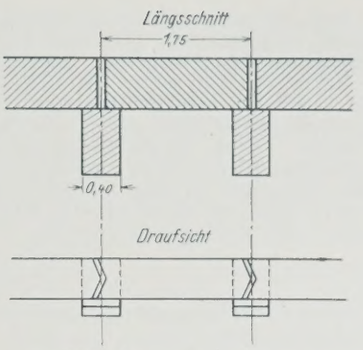


Abb. 4.

sind solche Konstruktionen aus nicht bewehrtem Beton bei erhöhten Bahnsteigen mir nicht bekannt. In der Darstellung (Abb. 4) ist angenommen, daß die Einzelpfeiler im Gegensatz zu der Rampenfundierung nicht frostfrei, sondern nur bis zur Tiefe von Unterkante Gleisbettung fundiert werden. Um infolge dieser Fundierungsweise eintretende Bewegungen unschädlich zu machen, ist das aufgehende Mauerwerk mit senkrechten Dehnungsfugen über den Pfeilern ausgeführt. Diese Fugen sind im Grundriß keilförmig ausgebildet, um einen besseren Zusammenhalt zwischen den benachbarten Betonblöcken zu erzielen.

Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Gehler,** Dresden.

(Fortsetzung aus Heft 47.)

Die dritte Art von Versuchen umfaßt die Bestimmung der Stoßzahlen oder des dynamischen Koeffizienten der Brücke. [Nach den Deutschen Reichsbahn-Vorschriften wird die Stoßzahl mit $\varphi \geqq 1$ bezeichnet, während in dem Bericht von Streletzky diese Bezeichnung für $(1 + \varphi)$ verwendet wird. Um Mißverständnisse zu vermeiden, werde ich mich an die deutsche Bezeichnung halten und den sogenannten Stoßzuschlag mit α bezeichnen, so daß die Stoßzahl $\varphi = 1 + \alpha$ ist.] Dieser Wert kann entweder durch Messung der Durchbiegung oder aber auch durch Dehnungs- oder Spannungsmessung gefunden werden, und soll hier deshalb kurz als Durchbiegungsbeiwert oder Spannungsbeiwert zur Kennzeichnung der Messungsart bezeichnet werden. Dieser Durchbiegungsbeiwert ist bekanntlich eine mit wachsender Spannweite hyperbolisch abnehmende Funktion. Der Grund für diesen Zusammenhang liegt hauptsächlich darin, daß die kritischen Geschwindigkeiten der Brücken mit der Spannweite hyperbolisch abnehmen. Bemerkt sei noch, daß von der Spannweite auch die Stärke des dynamischen Impulses und die Größe der Brückenmasse abhängt, die die Schwingungen aufzehrt.

Der Durchbiegungsbeiwert und der Spannungsbeiwert werden oft deshalb verwechselt, weil man annimmt, daß die Spannungen den Durchbiegungen proportional sind. Die Versuche zeigen aber, daß sie sich nicht decken. Die Durchbiegungsmessungen ergaben wesentlich brauchbarere Werte als die Spannungsmessungen, die von vielen Zufälligkeiten abhängen, besonders in den Wandgliedern und in sehr starkem Maße in den Wechselstäben.

b) In Rußland hat man daher zwei weitere Werte als Kennziffern der Brücke eingeführt in dem Bestreben, die Arbeit der wirklichen Brücke mit der einer idealen Brücke zu vergleichen, die man sich als eine vollkommen elastische und homogene Konstruktion denkt. Dieser Vergleich kann nach verschiedenen Merkmalen geschehen. Als solche Merkmale können die dynamischen Einflußlinien dienen, die bei der dynamischen Arbeit der Brücke erhalten werden, und ihr Vergleich mit den statischen Einflußlinien. Dieser Vergleich kann nun entweder nach ihrem Flächeninhalt oder aber auch nach ihrem Umriß durchgeführt werden. Der Flächenvergleich liefert den sogenannten Flächenbeiwert[1]):

$$(1) \qquad K_f = \frac{F_d}{F_t} = \frac{f_d}{f_t} = \frac{F_d}{\Sigma P f_t}.$$

Hierin bedeuten:

f_d = Fläche der dynamischen Einflußlinie,
f_t = Fläche der theoretischen Einflußlinie,
F_d = Fläche des dynamischen Diagramms,
F_t = Fläche des theoretischen Diagramms.

Eine einfache Überlegung führt zu dem Ergebnis, daß das Verhältnis der Flächeninhalte der Diagramme dem Verhältnis der Flächeninhalte der Einflußlinien gleich sein muß (s. Gl. 1), und daß die Summen-Einflußlinie des theoretischen Diagramms dem Ausdrucke $\Sigma P f_t$ gleich ist und somit verhältnismäßig einfach bestimmt werden kann. Die Versuche haben nun gezeigt, daß dieser sogenannte Flächenbeiwert weder von der Belastungsart der Brücke, noch von der Geschwindigkeit der sie befahrenden Verkehrslast abhängt. Er bildet somit eine reine Arbeitsgröße und gewissermaßen eine Kennziffer für den Zustand der Brücke.

Betrachtet man dagegen den Umriß der dynamischen Einflußlinien, so erhält man den sogenannten Verzerrungsbeiwert.

$$(2) \qquad \gamma = \frac{y_e}{y_t} : \frac{1}{K_f} = \frac{p_e}{p_t}.$$

Hierin ist:

y_e die Versuchsdeformation (nach dem Diagramm),
y_t die entsprechende theoretische Deformation,
p_e der Belastungsgleichwert der dynamischen Einflußlinie,
p_t der Belastungsgleichwert der theoretischen Einflußlinie.

Im Gegensatze zu dem Flächenbeiwert hängt γ stark von der Geschwindigkeit ab und wird deshalb zweckmäßig bei Langsamfahrt bestimmt. Mit dem Verzerrungswert erhält man eine zweite Kennziffer über den Zustand der Brücke.

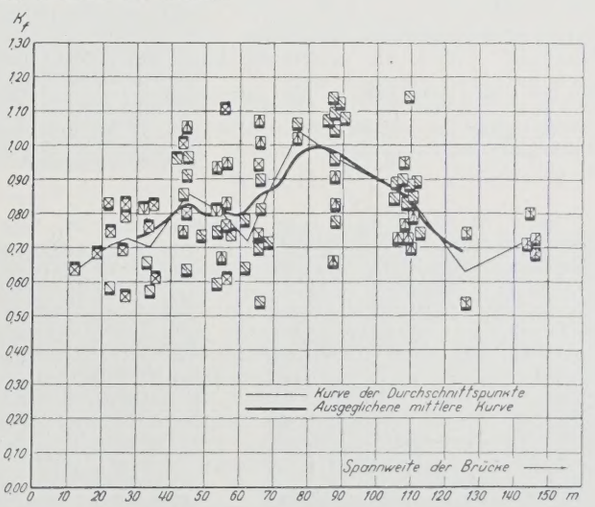


Abb. 4. Abhängigkeit der Flächenbeiwerte K_f von der Spannweite der Brücke.

In Abb. 4 ist eine Zusammenstellung der Flächenbeiwerte K_f als Funktion der Spannweite der Brücke auf Grund der russischen Messungen angegeben. Sie liegen zwischen $K_f = 0{,}5$ und 1,2. Hiernach ergibt sich z. B.

für $l = 60$ m im Mittel $K_f = 0{,}8$
„ $l = 90$ m „ „ $K_f = 1{,}0$.

So geistvoll diese Erörterung der russischen Ingenieure auch sein mag, so kann man doch nicht verschweigen, daß auch diese Zensuren

[1]) Vergl. N. Streletzky, Grundzüge für ein Verfahren zur dynamischen Untersuchung von Brücken. „Die Bautechnik", Heft 41. Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

sehr stark streuen und mit wachsender Spannweite keine beständig steigende Linie ergeben. Das gleiche gilt auch hinsichtlich der Abhängigkeit des Flächenbeiwertes vom Alter der Brücke. Vielleicht sind diese Streuungen zum großen Teil durch die Fehler der bisherigen Meßgeräte begründet, vielleicht liegt der Grund aber auch in den Mannigfaltigkeiten der Kraftströmung und der Ungleichförmigkeit des Tragwerkes der Brücke. Trotz dieser Bedenken sei hier auf eine bedeutsame Schlußfolgerung hingewiesen, die Streletzky aus der Erfahrung der zahlreichen russischen Versuche für die Bemessung unserer Brücken zieht, und zwar auf einen bestimmten Vorschlag, der mir sehr beachtenswert erscheint. Die zulässige Spannung ist

$$\sigma_{zul} = \frac{S_g + S_p}{F}.$$

Bezeichnet f_s = Fläche der statischen Einflußlinie und f_d = die Fläche der dynamischen Einflußlinie, so ist $S_g = g f_s$ und $S_p = p_d f_d$, wobei p_d den statischen Belastungsgleichwert bedeutet. Es handelt sich nun darum, das letztere Produkt aus den statischen Größen aufzubauen. Hierzu sind zwei Beiwerte erforderlich, nämlich ein dynamischer Belastungsbeiwert (d. i. unsere Stoßzahl φ) und ein dynamischer Brückenbeiwert, der lediglich von der Art der Brücke, also nicht von der Belastungsgröße und Belastungsart abhängt. Für diesen neuen Beiwert schlägt Streletzky den Flächenbeiwert K_f vor (s. Gl. 2). Aus Abb. 4 ergibt sich z. B. für eine Brücke von 60 m Spannweite $K_f = 0{,}8$, dagegen bei 90 m Spannweite $K_f = 1{,}0$. Nimmt man die zugehörigen Stoßzahlen zu $\varphi = 1{,}8$ bezw. $\varphi = 1{,}65$ an, so erhält man dieses erörterte Produkt zu

$$p_d f_d = (p_s \varphi)(f_s K_f) = (p_s f_s)\varphi K_f = P \,.\, 1{,}8 \,\cdot 0{,}8 = 1{,}44\, P$$

bezw. $p_d f^d = \quad = P \,.\, 1{,}65 \cdot 1{,}0 = 1{,}65\, P.$

Somit ergibt sich:

für $l = 60$ m $\quad \sigma_{zul} = \frac{1}{F}\left(g f_s + (p_s \varphi)(f_s K_f)\right) = \frac{1}{F}(S_g + 1{,}44\, S_p)$

bezw. „ $l = 90$ m $\quad \sigma_{zul} = \quad = \frac{1}{F}(S_g + 1{,}65\, S_p).$

Der Grundgedanke dieses Vorschlages besteht darin, durch Einführung des neuen Beiwertes K_f, der die Arbeit der Brücke kennzeichnet, neben dem Belastungsbeiwert φ einen neuen verbesserten Maßstab für die Beanspruchung zu finden.

2. Die Ergebnisse der russischen Stoßversuche (Schlagproben).

Der einfachste Impuls ist der Schlag. Die Schlagprobe gestattet die Untersuchung der freien Schwingungen. Will man dagegen auch die erzwungenen Schwingungen untersuchen, so braucht man eine Schwingungsmaschine, wie sie u. a. zurzeit von der Deutschen Reichsbahn ausgebildet wird. Bei diesen Schlagproben fällt entweder ein Bär von einer gewissen Höhe herab, wobei die Stoßenergie sowohl vom Belag wie von dem Tragwerk der Brücke verbraucht wird, oder aber das Gewicht wird an die Hauptträger angehängt und fällt sodann herunter (sogenannter Reaktionsschlag, der befriedigendere Ergebnisse liefert). Der Schlagbeiwert ist dann das Verhältnis der dynamischen Durchbiegung y_d einer Schwingung zur statischen Durchbiegung y_{st}. Er wurde zu rd. 2,0 gefunden, was mit der Theorie nahezu übereinstimmt. Besonders bedeutsam ist hier das Gesetz der Dämpfung. Dieses wird durch das Verhältnis irgend einer Amplitude y zur ersten Amplitude y_1, also durch den Wert $\frac{y}{y_1}$ als Funktion der Schwingungszahl n veranschaulicht (Abb. 5). Diese Funktion muß nach der Theorie die Form haben:

$$\left(\frac{y}{y_1}\right) = e^{E\,T\,N}.$$

Hiernach kann, da Abb. 5 diese Linie darstellen muß, das sogenannte Dekrement des Dämpfungsgesetzes E bestimmt werden, wenn T die Schwingungsperiode und N die Schwingungszahl bedeutet. Bei Brücken, die sich in gutem Zustande befinden, schwankt dieser Wert des Dekrementes zwischen 0,5 und 3,0, und zwar für Brücken mit Spannweiten von 25 bis 100 m. Aber auch dieses Dekrement ist leider nicht konstant. Der Brückenwiderstand ist nämlich im Anfang der Schwingungen größer. Bei den ersten Schwingungen hat die Dämpfungskurve einen steileren Verlauf und später einen flacheren. Bei alten Brücken und bei Brücken in schlechtem Zustande erreicht das Dekrement größere Werte, wobei die Schwingungen nicht regelmäßig ausklingen, sondern durch die Widerstände, die der Kraftstrom findet, gestört werden. Bietet sich dem Kraftstrom an einer Stelle ein breites Bett, also wenig Widerstand, und mißt man gerade die Schwingungen an einer solchen Stelle, so können hier die Schwingungsordinaten oft sogar größer als die ersten Ordinaten werden. Ein zweites Kennzeichen für den Brückenzustand bildet die Antwort auf die Frage: Nach welcher Zeit oder bei der wievielten Schwingung beträgt die Ordinate y ein Zehntel des Wertes der ersten Ordinate y_1? In gutem Zustande befindliche Brücken schwingen länger als veraltete.

Einen weiteren Maßstab ergibt endlich eine eigenartige Funktion, deren Abszissen die Nummern der Schwingungen und deren Ordinaten $\frac{d}{dt}\left[\left(\frac{y_1}{y}\right)^2\right]$ sind, die den Energieverbrauch bei freien Schwingungen darstellen. Hierfür sind aber wiederum einwandfreie Meßgeräte erste Voraussetzung.

Das beste Kennzeichen, das die Ergebnisse der Schlagproben noch übertrifft, bilden die Schwingungen beim Nachklingen der Brücke nach dem Verlassen des Zuges (Streletzky sagt „Nachsätze"). Infolge der räumlichen Verformung der belasteten Brücke, vor allem durch die Unsymmetrie des arbeitenden Mechanismus der Lokomotive, entstehen Kraftströmungen, die lotrechte und wagerechte Schwingungen von verschiedenen Perioden erzeugen. Sie klingen noch weiter nach, wenn der Zug die Brücke verlassen hat. Durch Superposition der verschiedenen Perioden im lotrechten und wagerechten Sinne ergibt sich ein zweitöniger Rhythmus. Diese Schwingungskurven dämpfen sich nach einem bestimmten Gesetze, das oft sogar viel regelmäßiger ist, als die Linien der Schlagversuche. Mit der Verschlechterung der Brücke vergrößern sich die Dekremente der beiden Schwingungen. Hieraus folgt wiederum, daß die dynamische Arbeit der Brücke sehr stark von ihrem Zustande abhängt.

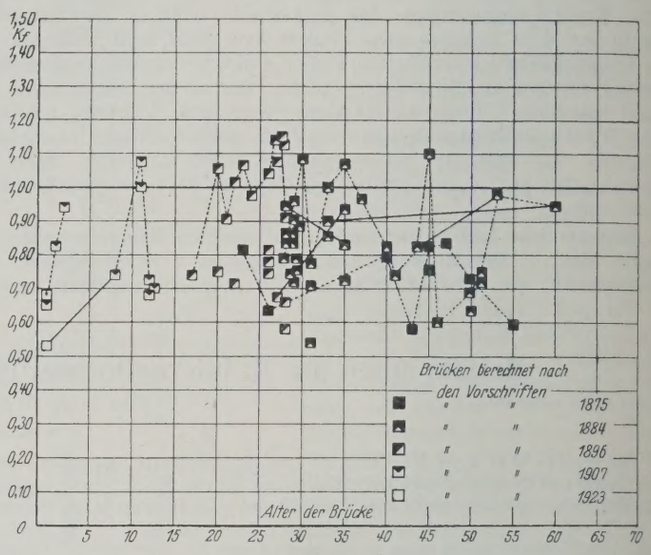


Abb. 5. Linien der späteren Schwingungsamplituden in bezug zur ersten, erhalten durch Schlagproben in der Nähe der Schlagstelle.

Bei der Durchfahrt des Zuges entstehen auf der Brücke erzwungene Schwingungen von oft sehr verwickelter Form, wie auch das akustische Gewirre von Tönen zeigt, das wir als Geräusch empfinden. Eine Analyse dieser erzwungenen Schwingungen erscheint hoffnungslos. Sie werden hauptsächlich in ihrer Resonanz-Periode untersucht. Die Resonanz kann bei einem beliebig periodischen Impuls entstehen und ist auch bei den geringsten Kraftimpulsen möglich. Nach Abb. 6 wurde z. B. durch rhythmische Bewegungen eines auf der Brücke befindlichen Menschen bei einer Stützweite von 109 m eine Durchbiegung von 0,73 mm hervorgerufen. Voraussetzung hierbei sind folgende drei Vorbedingungen: die nötige Impulsdauer, Zusammenfall des Rhythmus und Einfachheit des Rhythmustones.

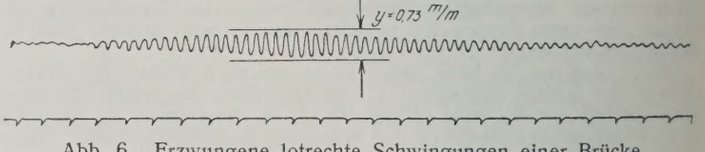


Abb. 6. Erzwungene lotrechte Schwingungen einer Brücke mit $l = 109$ m von der Wirkung eines Menschen.

Da diese Bedingungen bei Eisenbahnbrücken nicht zugleich erfüllt sind, braucht man derartige Resonanz-Erscheinungen bei diesen nicht zu befürchten. Nur bei kurzen Brücken könnte bei einer großen Geschwindigkeit Resonanz eintreten, bei längeren Brücken dagegen nicht. Bei diesen kurzen Brücken ist aber die Zeit zu kurz, die Zahl der Impulse zu klein, so daß die Schwingungen nicht gefährlich werden. Auch hängt der Rhythmus der Brückenschwingungen von der schwingenden Masse der Brücke und der Verkehrslast ab. Da nun diese Masse sich bei der Bewegung der Lokomotive ändert, können die Brückenschwingungen auf die Dauer nicht mit dem Rhythmus der Lastimpulse zusammenfallen. Auch wirken die Federn der Lokomotive und Wagen im günstigen Sinne, wie Schlagversuche mit und ohne Verkehrslast auf der Brücke zeigen. Lange Brücken dagegen haben niedrigere kritische Geschwindigkeiten, so daß deren Impulse nur gering sind, obwohl ihre Zahl groß ist. Also auch hier besteht in der Regel keine Gefahr.

Die sogen. „Wagen-Resonanz" entsteht dann, wenn die als Dämpfung wirkende Lokomotive schon jenseits der Brücke ist, und Güterwagen von gleichem Achsstand ständig auf einen Schienenstoß hämmern. Auch ausgelaufene Radreifen können starke Mitschwingungen der Brücke hervorrufen. Diese Wagen-Impulse sind aber wegen ihrer Kleinheit meist ohne Bedeutung.

Folgende Grundgedanken werden vom Berichterstatter besonders hervorgehoben:

1. Die Notwendigkeit vom rein theoretischen Standpunkte aus, die dynamischen Belastungs-Koeffizienten φ von den dynamischen Koeffizienten der Brücke K_f scharf abzutrennen.
2. Die bei ebenem glatten Gleis verhältnismäßig geringe Bedeutung der dynamischen Belastungs-Koeffizienten.
3. Der wesentliche Einfluß der Unebenheiten des Gleises, ferner die noch nicht vollkommen aufgeklärte Wirkung der Schienenschweißung und der Dämpfung der Bettung.
4. Der wesentliche Einfluß der Konstruktion und des allgemeinen Zustandes der Brücke auf ihre dynamischen Wirkungen, die den dynamischen Brücken-Koeffizienten K_f zu einer sehr unbeständigen Funktion gestalten.
5. Der genügend scharf ausgeprägte Einfluß der Konstruktion und des Brückenzustandes auf die Ausbildung der Flächen der dynamischen Einflußlinien, der Dämpfungs-Dekremente der Schwingungen und der Verzögerungs-Koeffizienten der Formänderung.
6. Die genügend scharf ausgeprägte Resonanz-Erscheinung bei Eisenbahnbrücken infolge der Unebenheiten des Gleises (Stöße); weniger starke Resonanz-Erscheinung infolge der Einwirkung von Gegengewichten und eine unwesentliche infolge Dampfeinwirkung.

Almon H. Fuller, Professor of Civil Engineering, Jowa State College, Ames Jowa (U. S. A.) erstattete ebenfalls ein Referat, und zwar über die bekannten wertvollen amerikanischen Versuche. Ferner lagen vor die Berichte von Mendizabal, Madrid, über „Die Stoßwirkungen bei Eisenbetonbrücken unter Eisenbahngleisen" und von Godard, Paris, über „Die dynamische Einwirkung bewegter Lasten auf eiserne Brücken".

An die Teilnehmer der Tagung wurde ein 192 Seiten umfassendes Forschungsheft verteilt (Band 89 der russischen Versuche, in deutscher Sprache: Ergebnisse der experimentellen Brückenuntersuchungen in der U. S. S. R., Sammelheft 22 der Abteilung für Ingenieur-Untersuchungen Moskau-Transpetschat 1928). Es enthält kurze Auszüge der bemerkenswerten Arbeiten von Streletzky, Rabinowitsch, Hübschmann, Nikolajeff, Bernstein, Belajeff, Patton, Dunajeff und Iljassewitsch. (Fortsetzung folgt.)

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. November erschienene Heft 21 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. N. Kelen: Zwei neue Eisenbetontalsperren in den Vereinigten Staaten von Amerika. — Dr.-Ing. E. Rausch: Berechnung von Dampfturbinenfundamenten. — Dr.-Ing. P. M.: Schwingungen von Schornsteinen. — Dr.-Ing. R. Roll: Neue Bauarten von Massivdecken. — Ing. Prikaszicow: Kurventafeln für die Berechnung von Eisenbetonplatten und Balken mit doppelter Bewehrung. — Prof. Dr.-Ing. Gehler: Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Dr.-Ing. **Joachim Schultze †.** Am 16. Oktober ist nach langem, schwerem Leiden unser geschätzter Mitarbeiter, der Privatdozent an der Technischen Hochschule Berlin Dr.-Ing. Joachim Schultze in Bornim bei Potsdam gestorben. Seine vielfachen fachliterarischen Arbeiten lagen fast durchweg auf dem Gebiete der Grundwasserprobleme. Eines seiner bekanntesten Werke ist das 1919 in zweiter Auflage im Verlage von Wilhelm Ernst & Sohn erschienene Buch: Grundwasserabdichtung; auch „Die Bautechnik" hat manchen wertvollen Aufsatz von ihm gebracht.

Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten, steinernen Pfeilern und Widerlagern und steinernen Brücken. Unter dieser Überschrift war in der „Bautechnik" 1928, Heft 41, S. 615, von dem guten Zustande älterer eiserner Überbauten und der schlechten Beschaffenheit gleichaltriger Pfeiler und Widerlager die Rede gewesen. Die Zinnaflutbrücke in km 13,538 der Strecke Ratibor—Leobschütz ist ein vorzügliches Beispiel dafür, daß eiserne Überbauten bei ausreichender, auf die Entwicklung der Fahrzeuge Rücksicht nehmender Bemessung und bei guter baulicher Durchbildung und Unterhaltung unverwüstlich sind, daß man aber von steinernen Pfeilern und Widerlagern dies nicht behaupten kann. Die Brücke stammt aus dem Jahre 1856, ist also 72 Jahre alt. Der vollwandige eiserne Überbau ist noch tadellos erhalten, ist noch nicht verstärkt worden und genügt dem Lastenzuge *E*. Er ist also noch auf sehr lange Zeit den Anforderungen des Betriebes gewachsen. Abb. 1 zeigt das Gesamtbild der Brücke. Die Stegbleche der Hauptträger zeigen einen Längsstoß und an den Anschlüssen der Querträger senkrechte Stöße. In Abb. 2 ist die Ansicht eines Hauptträgers über dem Mittelpfeiler und in Abb. 3 der Anschluß eines Querträgers wiedergegeben. Die Pfeiler und die beiden Widerlager sind vollständig zerstört, wie dies Abb. 1 u. 4 deutlich zeigen. Schaper.

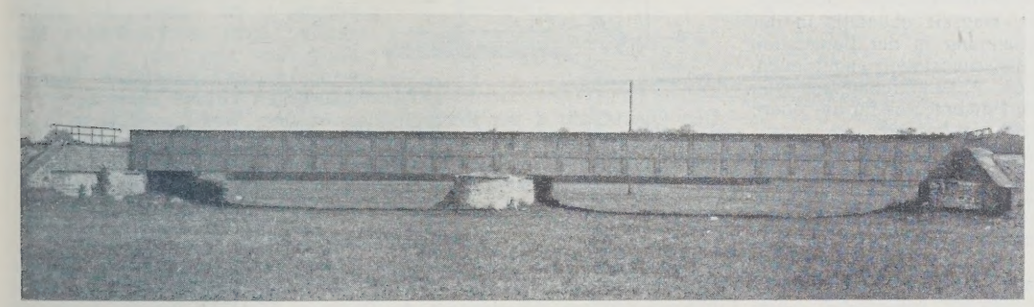


Abb. 1. Zinnaflutbrücke in km 13,538 der Strecke Ratibor—Leobschütz. Gesamtbild der Brücke.

Die Seilbahnen auf den Patscherkofel und die Nordkette bei Innsbruck. Vor kurzem wurden bei Innsbruck zwei neue Seilbahnen, deren wesentlichste Einzelheiten nachstehend wiedergegeben sind, in Betrieb genommen.

I. Die Patscherkofelbahn geht von Igls aus, dem südlich der Stadt Innsbruck auf dem Mittelgebirge gelegenen Kurort, der durch eine schmalspurige Reibungsbahn und durch eine Kraftwagenpost mit der Stadt verbunden ist. Die Talstation liegt auf dem sogen. Oberfeld in einer Seehöhe von 898 m, die Zwischen- und Umsteigestation „Heiligwasser" liegt 1150 m hoch, und die Bergstation befindet sich auf 1945 m Höhe.

Das Tragseil, das in der unteren Strecke auf der Westseite, in der oberen Strecke auf der östlichen Seite der Stützen aufliegt, wurde in zwei Teilen von je 22000 kg Gewicht angeliefert,

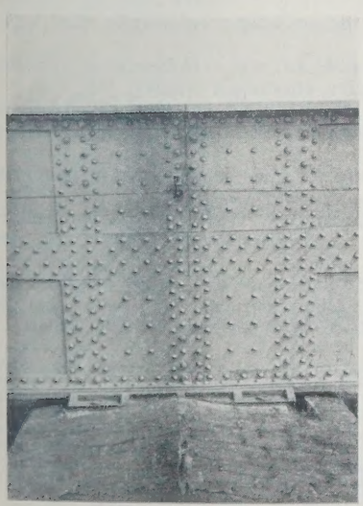


Abb. 2. Ansicht des Hauptträgers über dem Mittelpfeiler.

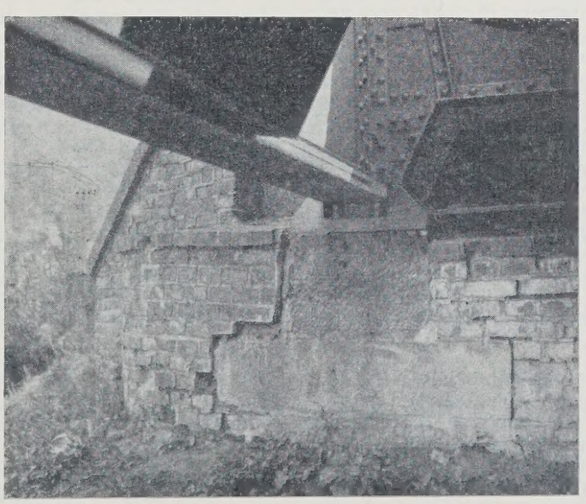


Abb. 4. Lagerung des Hauptträgers und zerstörtes Widerlager.

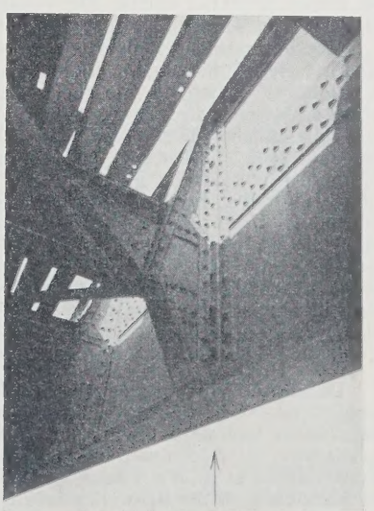


Abb. 3. Anschluß des Querträgers von unten gesehen.

entsprechend einer Teilstreckenlänge von 1900 m und einem äußeren Durchmesser von 49 mm. Das Zugseil hat ein Gesamtgewicht von 8000 kg, das Gegenseil wiegt 5100 kg und das Hilfsseil 10500 kg.

Die Zwischenstation hat den Zweck, zur Erzielung höherer Leistungen vier Wagen verkehren zu lassen, von denen je zwei gleichzeitig in entgegengesetzter Richtung dort ankommen und je eine Strecke bedienen. Hierzu ist lediglich das Auflegen der zweiten Tragseilteile notwendig und ein Umbau der Zwischenstation.

Die Länge der Bahn, für die ein durchgehendes Zugseil vorgesehen ist, so daß nur ein Antrieb in der Talstation erforderlich ist, beträgt 3737 m, der Höhenunterschied zwischen Berg- und Talstation 1047 m. Insgesamt waren elf Stützen erforderlich, deren größte 36 m hoch ist. Bei einem Fassungsraum von 24 Personen je Wagen ist die stündliche Leistung 70 Personen.

Der erste Spatenstich fand statt am 15. Mai 1927, und zwar zur Herstellung der Materialseilbahn. Das erste Baumaterial für die zu errichtenden Arbeiterbaracken und deren Verproviantierung wurde durch Flugzeuge der Süddeutschen Lufthansa Innsbruck herangebracht, und zwar wurden auf diesem Wege etwa 10000 kg bis zur Inbetriebnahme der Hilfsseilbahn am 20. Juli 1927 gefördert. Der Bau der Berg- und Talstation wurde Anfang Juli 1927 begonnen. Ende Oktober 1927 waren die Rohbauarbeiten bereits abgeschlossen. Die übrigen Arbeiten gingen ebenfalls sehr rasch vor sich, so daß bereits am 12. April 1928 die amtliche Prüfung der Bahn abgeschlossen war.

II. Die Nordkettenbahn. Der Gedanke, den Kamm der Innsbrucker Nordkette durch eine Schwebebahn der Allgemeinheit zu erschließen, reicht fast zwei Jahrzehnte zurück. Die Bahn sollte schon vor dem Kriege durch den bekannten Tiroler Bergbahn-Erbauer Dr. Riehl im Anschluß an die von ihm im Jahre 1906 erbaute Hungerburg-Standseilbahn erbaut werden und die Hungerburg mit dem Hafelekar verbinden. Der Krieg und die Not der ersten Nachkriegsjahre verhinderten die Ausführung, bis die Stadtgemeinde Innsbruck den Plan wieder aufgriff. Ausgezeichnete Organisation und tadelloses Zusammenarbeiten sämtlicher beteiligter Firmen brachten die Bahn in sehr kurzer Zeit zur Vollendung.

Unmittelbar neben der Endstation der Hungerburg-Standseilbahn liegt auf 863 m Seehöhe die Talstation „Hungerburger Seilschwebebahn". Mit einer durchschnittlichen Steigung von 41 % führt die Trasse der Seilbahn zur Zwischenstation „Seegrube" auf 1905 m Höhe. Der Höhenunterschied der unteren Teilstrecke beträgt demnach 1042 m, die wagerechte Länge 2684 m, die schräge Länge 2890 m. Die Bergstation Hafelekar liegt 2256 m hoch, so daß der Höhenunterschied der oberen Teilstrecke 352 m beträgt. Die wagerechte Länge der oberen Strecke beträgt 668 m, die schräge Länge rd. 750 m. Die mittlere Steigung der oberen Strecke, die in der Zwischenstation gegenüber der unteren Trasse um 122° abgelenkt wird, beträgt 56 %. Die untere Strecke ist mit zwei Tragseilen von 52,5 mm äußerem Durchmesser nach Herkulesbauart ausgerüstet, die in der Zwischenstation verankert sind und in der Talstation durch Spanngewichte gespannt werden. Die obere Teilstrecke ist nur mit einem Tragseil von 49 mm Außendurchmesser derselben Bauart ausgestattet, und zwar wird dieses Tragseil ebenfalls in der Zwischenstation verankert, während die Anspannung in der Bergstation stattfindet. Beide Teilstrecken werden in der Zwischenstation angetrieben. Das Zugseil der unteren Strecke hat einen Außendurchmesser von 26 mm, das Hilfsseil von 19 mm, während die Durchmesser für die obere Strecke beim Zugseil 29 mm, beim Hilfsseil 19 mm betragen.

In der unteren Strecke, wo sich die Tragseile über vier Zwischenstützen spannen, ist Pendelverkehr mit 13 Minuten Fahrzeit vorgesehen; auf der oberen eingleisigen Strecke, die 750 m frei gespannt ist, ist dies nicht notwendig, da die Fahrzeit nur 4 Minuten beträgt. Die Leistungsfähigkeit der oberen Bahnstrecke ist daher nicht geringer als die der unteren Strecke.

Die Wagen für beide Teilstrecken fassen 24 Personen und sind mit den üblichen Sicherheitseinrichtungen und Zubehör ausgestattet. Die Fahrgeschwindigkeit auf der unteren Strecke beträgt 3,6 m/Sek., auf der oberen Strecke 3 m/Sek. Die Leistung der ganzen Bahnanlage beträgt 90 Personen i. d. Std., also bei elfstündigem Betriebe rd. 1000 Personen.

Wie bei anderen Seilbahnen wurde auch bei der Nordkettenbahn zunächst eine Hilfsseilbahn errichtet, und zwar für die untere Strecke mit stetigem Betrieb, für die obere Strecke mit Pendelbetrieb. Besonders schwierig gestalteten sich die Vorarbeiten, die noch vor der Erbauung der Hilfsseilbahn geleistet werden mußten, weil auf die Innsbrucker Nordkette keine Fahrwege, sondern nur steile Fußwege führen. Die erforderlichen Baustoffe mußten daher getragen werden; die geschulten Träger förderten durchschnittlich 150 kg in zwei Gängen bei 1000 m Höhenunterschied. Ausnahmsweise wurden auf diese Weise auch Einzellasten bis zu 132 kg von einem Manne getragen. Neben dieser Förderart kam auch eine moderne, mittels Flugzeuges und Fallschirm durch die Süddeutsche Lufthansa Innsbruck zur Anwendung, die nach Fertigstellung der Hilfsseilbahn ebenfalls ihr Ende fand. — Die Nordkettenbahn ist bis jetzt die einzige Seilbahn, bei der der kurz gesetzte Termin der Eröffnung (1. Juli d. J.) auf den Tag eingehalten wurde. F. F.

Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik.[1]) Vor kurzem ist vom Reichsverkehrsminister, der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft und dem Preuß. Kultusminister die „Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik (Degebo)" ins Leben gerufen worden, deren Aufgabe es ist, die bislang vorliegenden Erfahrungen auf dem Gebiete des Erdbaues und der Bauwerkgründungen zu sammeln, die Eigenschaften aller Bodenarten als Baugrund und Baustoff zu erforschen und die Ursachen und Wirkungen dieser Eigenschaften zu untersuchen. Die Gesellschaft besteht aus 21 von den Gründern berufenen Ingenieuren und Forschern. Sie betreibt eine Forschungsstelle, die der Technischen Hochschule in Charlottenburg angegliedert ist. Ihre laufenden Geschäfte werden von dem Vorstande und von einem Arbeitsausschuß geführt, der sich zunächst aus zwei Hochschulprofessoren und einem Baubeamten zusammensetzt.

Die Forschungsgesellschaft soll in gleicher Weise für Behörden und private Unternehmungen arbeiten; sie wird ihren Aufgaben am besten gerecht werden können, wenn möglichst viele Stellen sie zur Mitwirkung heranziehen. Eine wichtige Aufgabe der Forschungsgesellschaft wird darin bestehen, mit den verschiedenen deutschen Stellen, die sich mit Forschungen auf dem Gebiete der Bodenmechanik befassen, besonders auch mit den geologischen Landesanstalten, eine enge Fühlung herzustellen, damit Doppelarbeit vermieden wird.

Die Geschäftsstelle der Gesellschaft befindet sich bei der Technischen Hochschule in Charlottenburg.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 4, S. 54.

Technische Hochschule Darmstadt. Die Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Baurat Dr.-Ing. Friedrich Bohny, Leiter der Eisenbau-Abteilung der Gutehoffnungshütte in Sterkrade, in Anerkennung seiner Verdienste um die wissenschaftliche und konstruktive Entwicklung des neuzeitlichen Großbrückenbaues.

Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. Am 12. und 13. November 1928 findet eine Herbsttagung mit folgender Tagesordnung statt:

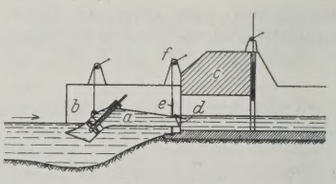
Montag, den 12. November: 12.30 Uhr Besichtigung der Untergrundbahnbauten am Alexanderplatz; 17.30 Uhr im großen Saale des Ingenieurhauses, Berlin NW 7, Friedrich Ebert-Straße 27, Vorträge von Direktor Reg.-Baum. a. D. Eugen Vögler, Essen, über: „Was hat das Baugewerbe getan, um die Wirtschaftlichkeit seiner Betriebe zu heben?"; Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Siegmund Müller, Berlin, über: „Die Ausbildung der Praktikanten des Bauingenieurwesens" (kurzes Referat); Prof. Dr.-Ing. Kögler, Freiberg, über: „Mitarbeit der Praxis bei der Baugrundforschung" (Referat); Geh. Reg.-Rat Prof. Dr.-Ing. Hertwig, Berlin, über: „Der Stand der wissenschaftlichen Baugrundforschung" (Referat).

Dienstag, den 13. November: Besichtigung der Baustelle des Schiffshebewerkes Niederfinow. 9.04 Uhr: Abfahrt ab Berlin, Stettiner Bahnhof.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Gerinne für Schöpfwerke. (Kl. 84a, Nr. 462034 vom 18. 3. 1927, von Friedrich Köster in Heide, Holstein. Zusatz zum Patent 438218.) Um das durch Patent 438218 geschützte Gerinne z. B. bei einer vorhandenen Deichschleuse oder dergl. zu verwenden, wird die in das Gerinne *b* der Deichschleuse *c* eingebaute Wasserhebemaschine (Kreiselpumpe) *a* mit einem das Zufluß-gerinne dicht abschließenden Mündungsstück versehen, so daß entweder nur mit künstlicher oder mit natürlicher Vorflut entwässert wird.



Der Querschnitt *d* der Rohrmündung ist dem Wasserquerschnitt in der Schleuse angepaßt. Das Mündungsstück des Rohres ist durch ein Schild *e* unten und seitlich gegen das Gerinne abgedichtet; durch die Winde *f* wird die Pumpenanlage aus dem Schleusengerinne herausgehoben.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungsbaurat (W.) Rust, Vorstand des Wasserbauamts in Berlin, ist zum Oberregierungs- und -baurat ernannt und dem Polizeipräsidium (Verwaltung der Berliner Wasserstraßen) in Berlin zur Dienstleistung überwiesen worden.

Versetzt: der Regierungsbaurat Helbig in Minden unter gleichzeitiger Übertragung der Leitung des staatlichen Talsperrenbauamts zum 1. November d. J. nach Quedlinburg.

Dem Regierungsbaurat Breustedt ist vom 1. November d. J. ab die Leitung des Kulturbauamts in Minden übertragen worden.

Der Regierungsbaumeister a. D. Richter bei dem Kultur- und Wasserbauamt in Stade ist mit dem 1. Oktober d. J. in den Staatsdienst wieder aufgenommen worden.

Die Staatsprüfung hat bestanden: Dr.-Ing. Johannes Böhnig (Eisenbahn- u. Straßenbaufach).

Der Oberregierungs- und -baurat (W.) Hobrecht beim Polizeipräsidium (Verwaltung der Berliner Wasserstraßen) in Berlin ist in den Ruhestand getreten.

Der Baurat August v. Wickede in Hannover, früher Vorstand des Wasserbauamts in Celle, und der Oberregierungs- und -baurat bei der Elbstrombauverwaltung Kurt Weidner in Magdeburg sind gestorben.

INHALT: Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O. — Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.) (Fortsetzung). — Über Rampen- und Bahnsteigmauern. — Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien (Fortsetzung). — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Dr.-Ing. Joachim Schultze †. — Lebensdauer und Unterhaltungsaufwand von eisernen Überbauten, steinernen Pfeilern und Widerlagern und steinernen Brücken. — Seilbahnen auf den Patscherkofel und die Nordkette bei Innsbruck. — Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik. — Technische Hochschule Darmstadt. — Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 16. November 1928 | Heft 49

Alle Rechte vorbehalten.

Untergrundbahnbauten in engen und gebrochenen Straßenzügen.

Von Regierungsbaumeister Dr.-Ing. **Erich Biermann**, Berliner Nordsüdbahn-A.-G.

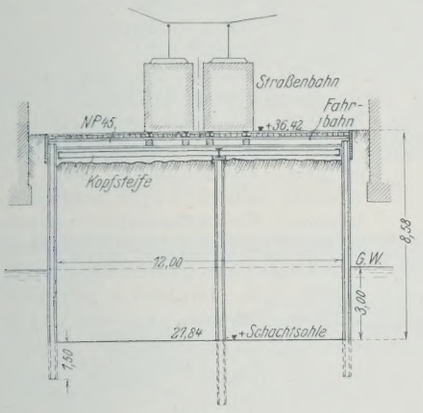


Abb. 1.

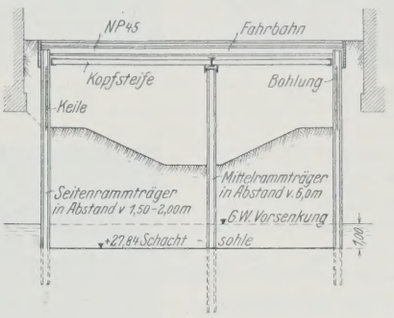


Abb. 2.

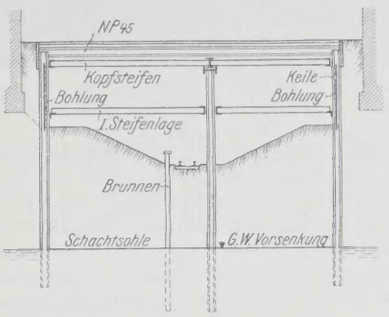


Abb. 3.

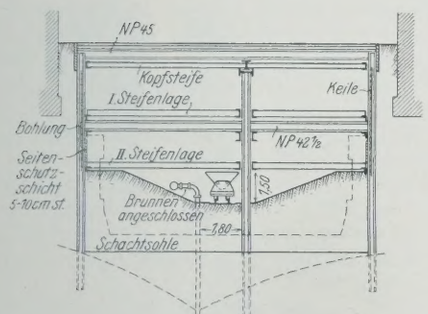


Abb. 4.

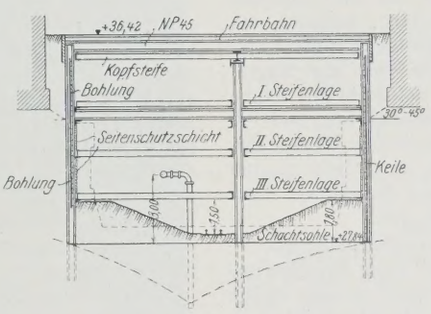


Abb. 5.

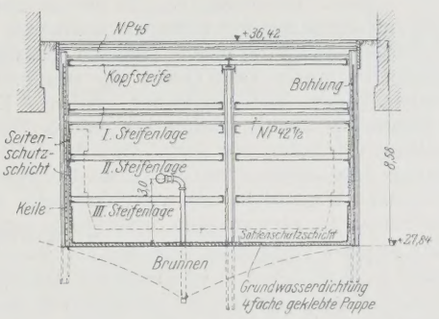


Abb. 6.

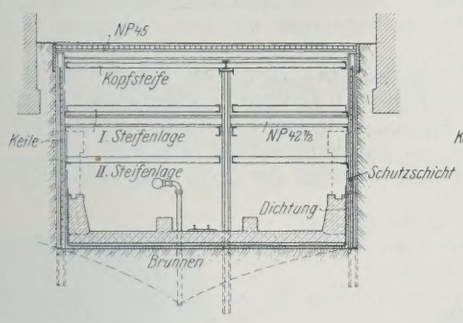


Abb. 7.

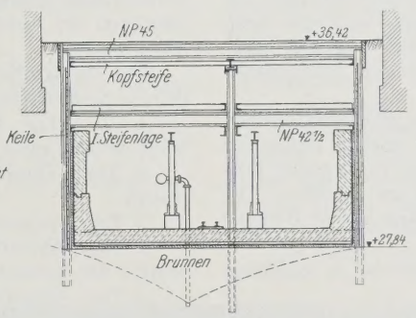


Abb. 8.

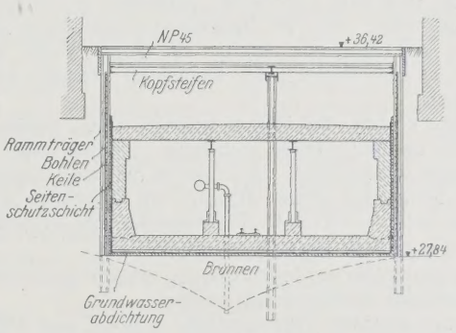


Abb. 9.

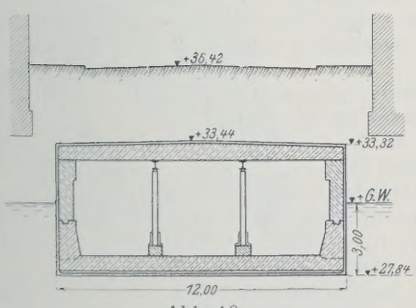


Abb. 10.

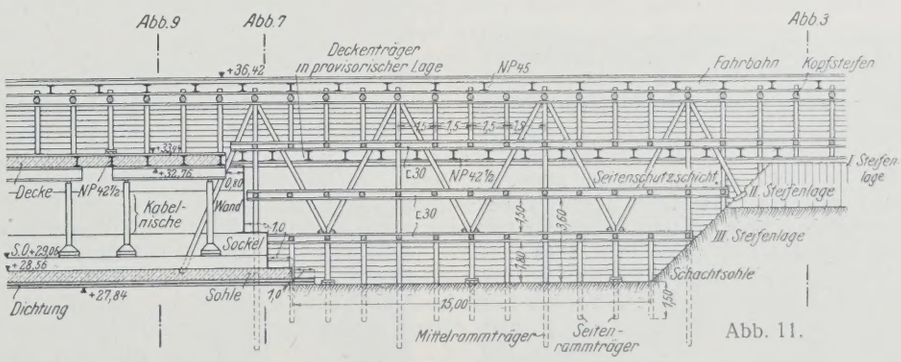


Abb. 11.

Abb. 1 bis 11. Darstellung der Baugruben- und Tunnelausführung.

A. Allgemeines.

Untergrundbahnbauten in engen Straßenzügen Berlins sind bereits ausgeführt worden. Von diesen sind die Niederwallstraße mit 10 m Breite (zwischen den Hausfluchten) und einer Tunnelbreite von 7,50 m sowie die Friedrichstraße mit 11,50 m Breite und einer Tunnelbreite von 8,50 m bekannt. Die Baugrubentiefe betrug hier 6,30 bis 6,60 m, während die Sohle der neueren Tunnelausführungen 8,50 bis 10,00 m unter O. K. Straße liegt. Die tiefere Lage der Untergrundbahnen gegenüber den früheren Unterpflasterbahnen ist hauptsächlich mit der Ausbildung der Bahnhofsvorräume zwecks Verlegung der Eingänge vom Fahrdamm auf die Bürgersteige und der Lage des Netzes der städtischen Versorgungsleitungen begründet.

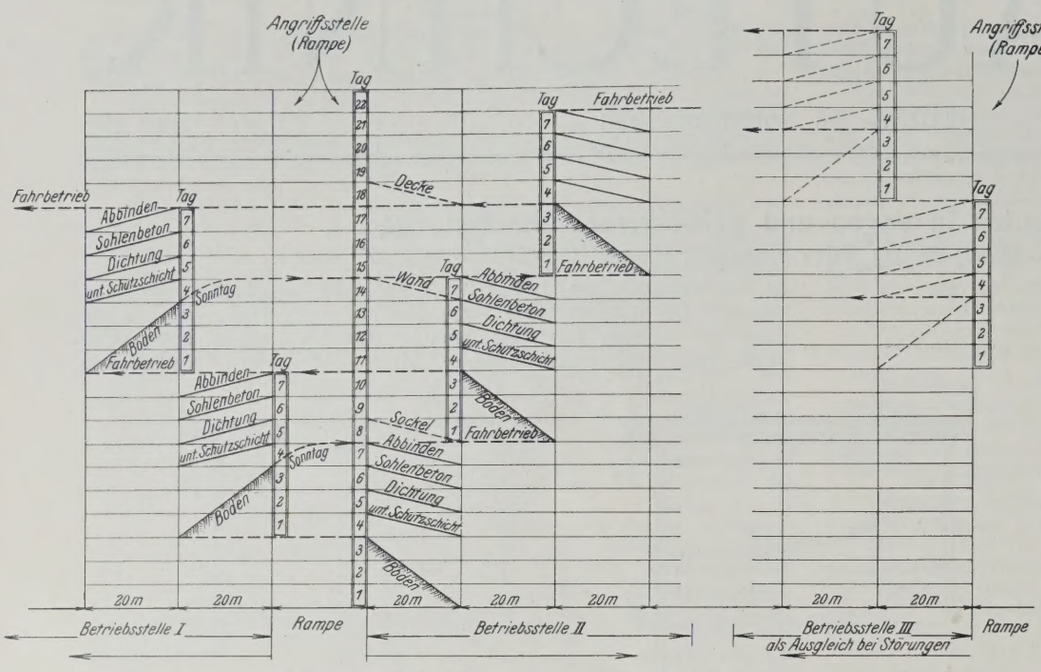


Abb. 12. Arbeitsfortschrittsplan für die Zonenbauweise.

Die normale Tunnelausführung in breiten Straßen, wo der Hausdruck erst im unteren Drittel der seitlichen Bohlwände angreift, vollzieht sich derart, daß zunächst in einem größeren Bauabschnitt mit hohen Erdleistungen die oberen zwei Drittel der Baugrube (also bis zum Angriff des Häuserdruckes) voll ausgehoben werden. Die Betonarbeiten folgen dann unmittelbar dem Erdaushub des unteren Baugrubendrittels, und mit Herstellung von Sohle und Sockel sind die Gefahren für die Häuser ausgeschaltet. Bei dieser Arbeitsweise ist das Arbeiten vom Gleis aus mit geschlossenen Wagenzügen am vorteilhaftesten, sofern die Anlage einer Ausfahrtrampe im angrenzenden Straßenbilde möglich ist.

Die örtlichen Verhältnisse beim Bau der Schnellbahn Gesundbrunnen—Neukölln in Berlin ließen in verschiedenen Abschnitten diese Arbeitsweise nicht zu, weil aus Gründen der Linienführung der Tunnel so nahe an die Hausfundamente herangelegt werden mußte, daß der Hausdruck schon in etwa 3 m Tiefe (von O.K. Straße gemessen) die seitlichen Bohlwände angriff. Je näher aber die Baugrubenumschließung zur Hausflucht liegt, je tiefer die Baugrube ist, um so länger bleibt die Baugrube offen, und um so mehr machen sich ungünstige Einflüsse aus dem Bauvorhaben bemerkbar.

Hinzu kommt, daß Häuser höheren Alters keinen günstigen Zustand darstellen und meist durch mehrfache Ladenumbauten in ihren Verbänden geschwächt worden sind. Auch ist in der ausgiebigen Verwendung gußeiserner Säulen bei älteren Häusern ein Gefahrenmoment zu sehen. Die teilweise recht verschiedene Gründungstiefe übt schließlich auf die Bohlung und Steifung einen ungünstigen Einfluß aus.

Die geschilderten Gesichtspunkte mußten beispielsweise in folgenden Bauabschnitten berücksichtigt werden:

In der schmalen Dircksenstraße (Los XX und XXI) liegt der Tunnel fast parallel zu den Bogenbrücken der Stadtbahn (Deutsche Reichsbahngesellschaft) und läuft in seinen Übergangsstrecken zum Bahnhof Alexanderplatz hart an die Fundamente der Brückenpfeiler heran.

Der gebrochene Straßenzug Rosenthaler Straße—Weinmeisterstraße (Los XXII) forderte trotz Unterfahrung eines Eckhauses und Anordnung eines Bogens von etwa 90 m Halbmesser eine Tunnellage in Nähe der Hausfluchten.

In der Rosenthaler Straße zwischen Rosenthaler Platz und Auguststraße (Los XXIII), einer an und für sich engen Straße, war der geringe Abstand zwischen Tunnelwand und Hausfundamenten durch den dreigleisigen Tunnel bedingt, der sich aus der Anordnung eines Abstellgleises für den Bahnhof Rosenthaler Platz ergab.

Unter diesen Verhältnissen wurde von der normalen Bauausführung Abstand genommen und ein zonenweises Herstellen von Baugrube und Tunnel sowie die vorsorgliche Stützung einiger Häuser durchgeführt.

B. Zonenbauweise.

Die Zonenbauweise an sich ist ohne besondere Belange, solange die Bodenförderung lotrecht — durch Greifer, Kübel oder Bauaufzüge — geschieht. Ist dies nicht möglich, und muß die Ausschachtung über Gleis, d. h. eine unmittelbare Förderung des Bodens von der Schachtstelle zur Kippe, geschehen, so wird die Zonenbauweise zu einer Aufgabe der Wirtschaftlichkeit, deren Lösung besondere Anforderungen an die Betriebsführung stellt.

Die Notwendigkeit einer Bodenförderung über Gleis mit geschlossenen Wagenzügen ergibt sich aus verschiedenen Erwägungen. So wird die Aufstellung von Geräten für lotrechte Förderung in engen Straßen wegen rechtzeitiger An- und Abfahrt der Lastwagen in starkem Verkehr kaum möglich sein, zumal für hohe Leistungen mehrere Geräte über den kurzen Tunnelabschnitten hätten aufgestellt werden müssen; im weiteren wird man in Geschäftstraßen die Umleitung des Verkehrs, insbesondere die Umleitung von Straßenbahnlinien, die in den verkehrsreichen Stunden eine Wagenfolge von einigen Sekunden in einer Richtung aufweisen, und die durch mehrere Omnibuslinien meist unterstützt werden, tunlichst wegen Schädigung der anliegenden Geschäftsinhaber vermeiden. Zwar könnten Geräte hart an den Kreuzdämmen der Querstraßen Aufstellung finden, jedoch müßte dann der Boden unter der behelfsmäßigen Fahrbahn verfahren und umgeladen werden.

Die Zonenbauweise mit einer Bodenausschachtung über Gleis gestaltet sich etwa folgendermaßen:

Nachdem die Baugrube mit Trägern I 32 im Abstande von 1,50 m gegenüber 2,00 m normalem Abstand abgerammt und mit der üblichen hölzernen Fahrbahn abgedeckt worden ist (Abb. 1), wird die Baugrube bis in Höhe der Kellersohle der Häuser ausgeschachtet und dann ein Fahrschlitz profilmäßig der Wirkung des Hausdruckes entsprechend ausgehoben (Abb. 2 u. 13). Danach werden Kopfsteifen unter der Fahrbahn eingebracht, um dieser eine größere Steifigkeit, insbesondere gegen die Einflüsse des Oberflächenverkehrs zu geben. Die erste Steifenlage wird in Höhe der Hausfundamente angeordnet, so daß der Betrieb im Fahrschlitz aufrechterhalten werden, und daß beim späteren Ausschachten durch das Vorhandensein der Steifenlage ohne weiteres um 2 bis 3 m tiefer gegangen werden kann (Abb. 3).

Nach Herstellung dieses Bauzustandes auf der Baustelle in ihrer vollen Ausdehnung kann dann die zonenweise Ausführung einsetzen, wofür Abschnittlängen von 10 bis 20 m vorgesehen werden, die entsprechend der Aufteilung der Häuser und deren tragenden Gliedern gewählt werden.

Die Herstellung einer solchen Tunnelzone erfordert rd. 30 Tage, die sich im einzelnen aus folgendem Zeitbedarf ergeben (Abb. 11, Längsschnitt):

1., 2., 3. Tag: Bodenaushub vom Fahrschlitzprofil bis Sohle, untere Sohlenschutzschicht nnd Seitenschutzschicht (Abb. 4, 5, 6);

4. Tag: Grundwasserdichtung der Sohle und innere Sohlenschutzschicht;

5. Tag: statischer Sohlenbeton;

6. Tag: Abbinden der Sohle, Ausbau der dritten Steifenlage, Ausbessern der Schutzschicht;

7. Tag: Grundwasserdichtung bis zur zweiten Steifenlage, Sockelschalung;

8. Tag: Sockelbeton;

9., 10., 11. Tag: Abbinden des Sockels (Abb. 7);

12. Tag: Ausbau der zweiten Steifenlage, Ausbessern der Schutzschicht;

13. Tag: Grundwasserdichtung bis zur ersten Steifenlage, Wandschalung;

14. Tag: Wandbeton, Eisenkonstruktion (Abb. 8);

15., 16. Tag: Abbinden des Wandbetons;

17. Tag: Verlegen der Deckenträger, Deckenschalung;

18. Tag: Deckenbeton (Abb. 9);

19. bis 25. Tag: Abbinden des Deckenbetons;

26. Tag: Grundwasserdichtung der Decke und Deckenschutzschicht.

Hiernach folgen die Hinterfüllungsarbeiten, der Ausbau der Fahrbahn und die Pflasterung der Straße (Abb. 10).

Verzichtet man auf das vollkommene Schließen des Tunnelquerschnitts, bevor die benachbarte Zone begonnen wird, und begnügt man sich, da ja nach Herstellung der statischen Sohle die Ausführung von Sockel, Wand und Decke laufend folgen, damit, daß nur die statische Sohle hergestellt und danach mit dem Erdaushub der benachbarten Zone begonnen wird, so ergibt sich ein Zeitraum zwischen der Fertigstellung der statischen Sohlen zweier benachbarten Zonenabschnitte von sieben Tagen, d. h. einer Woche, von der drei Arbeitstage auf die Ausschachtung eines Zonenabschnitts entfallen. Dementsprechend muß bei einem stetigen

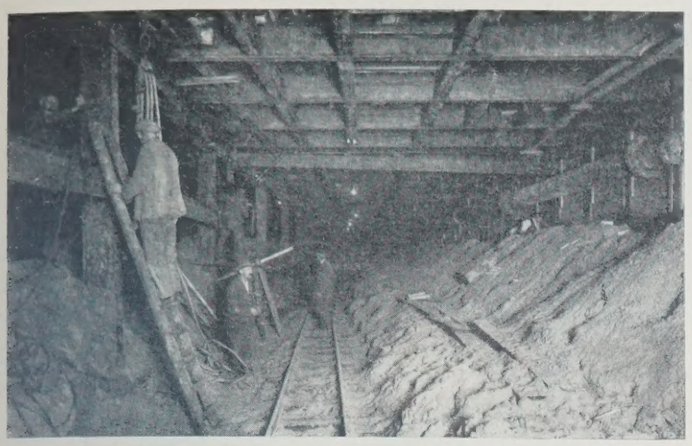


Abb. 13. Fahrschlitz unter der Fahrbahn (vergl. Abb. 2).

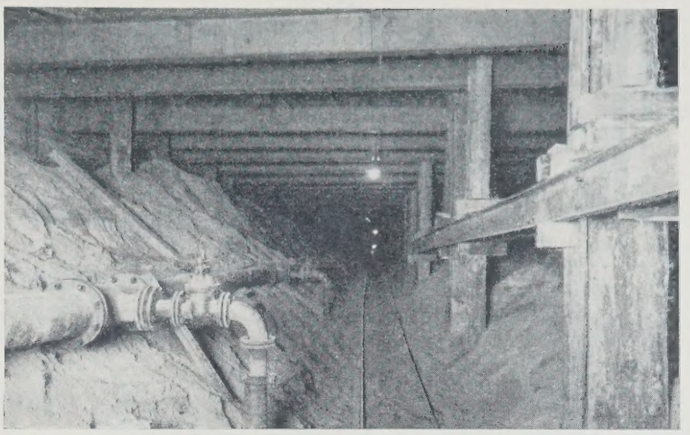


Abb. 14. Deckenträger des Tunnels in vorläufiger Lage.

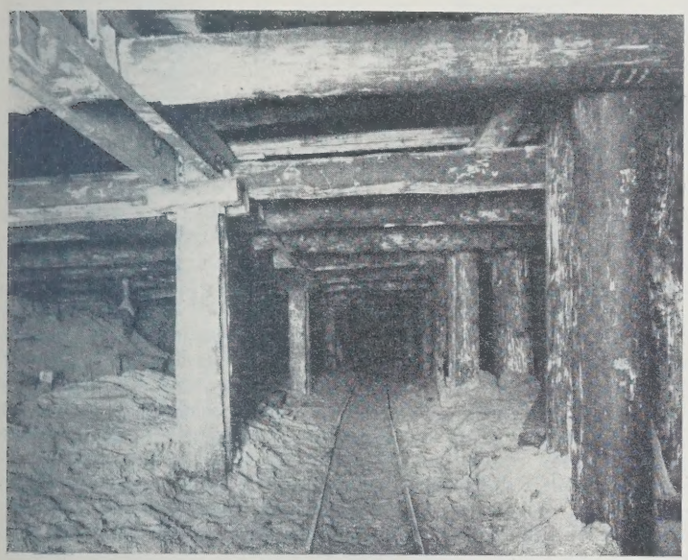


Abb. 15. Durchsteifung der Triebladen auf Baugrubensohle.

Betriebe die Schachtkolonne für die drei letzten Tage der Woche an anderer Stelle angesetzt und eine dritte Arbeitsstelle geschaffen werden, um Ausfälle, die hauptsächlich bei der Ausführung der Grundwasserdichtungsarbeiten durch Regen entstehen, ausgleichen zu können (vergl. den Arbeitsfortschrittsplan für die Zonenbauweise, Abb. 12).

Den örtlichen Verhältnissen im Los XXII und XXIII entsprechend, konnte ein stetiger Zonenbetrieb vorgesehen werden, wobei der Abschnitt Rosenthaler Straße zwischen Rosenthaler Platz und Auguststraße von einer Rampe in der Elsasser Straße aus und die beiden Abschnitte Rosenthaler Straße 19—24 und Weinmeisterstraße 1—5 von einer Rampe in der Gipsstraße aus in Angriff genommen werden konnten. Schacht-, Zimmerer- und Betonkolonnen konnten also voll ausgenutzt werden, indem sie nacheinander wechselseitig in drei Zonenabschnitten anzusetzen waren.

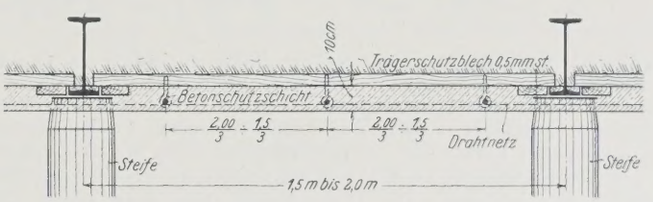


Abb. 16. Bohlwand zwischen Rammträgern mit Seitenschutzschicht.

C. Maßnahmen zur Sicherung der Häuser.

Wenn auch durch die Zonenbauweise die Baugrube sich nur kurze Zeit in ihrer vollen Aussteifung befand und nach Erreichung der Schachtsohle das Bauwerk schnell wieder hochwuchs, so war immerhin mit Gefahren für die Häuser zu rechnen, die sich einmal, wie oben erwähnt, aus dem Alter und dem Zustande des Mauerwerks ergaben, die ferner in der Schwächung der Hausverbände durch mehrfache Ladenausbauten und durch die ausgiebige Verwendung von gußeisernen Stützen zu suchen waren. Um daher jede Verlagerung von Sand durch die Bohlenritzen bei Regenfall oder Ausspülungen bei Undichtigkeiten oder bei Bruch von Versorgungsleitungen hinter der Bohlwand zu verhindern, wurden die seitlichen Schutzschichten mit dem Tieferschachten von oben nach unten abschnittweise hergestellt, indem die seitlichen Bohlwände mit starken Haken benagelt und mit leichtem Maschendraht als Betonbewehrung bespannt wurden (Abb. 16).

Um ferner ein Haus im Gefahrfalle abstützen zu können, mußte ein vom Oberflächenverkehr erschütterungsfreier Trägerrost hergestellt werden, der den Triebladen als Auflager dienen sollte. Es wurde daher statt der üblichen Eisenbetonrahmendecke eine Beton-

Abb. 17.
Triebladen (eiserne Spindelstreifen).

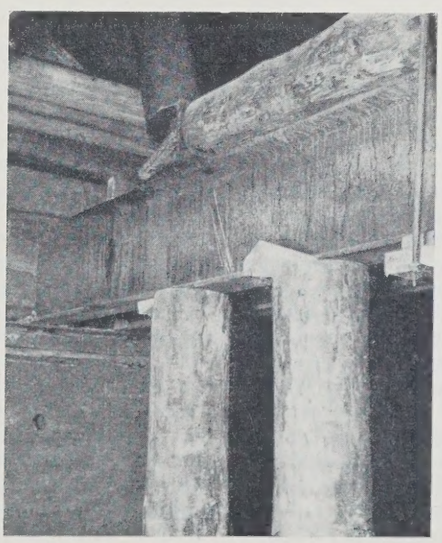


Abb. 18. Triebladenabfangung in der Baugrube.

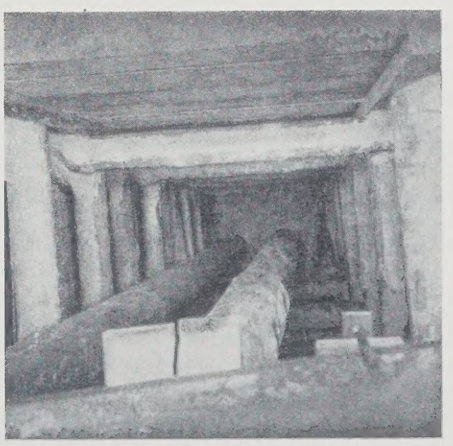


Abb. 19. Schacht 1,5 × 1,5 m mit eingebauten Stempeln.

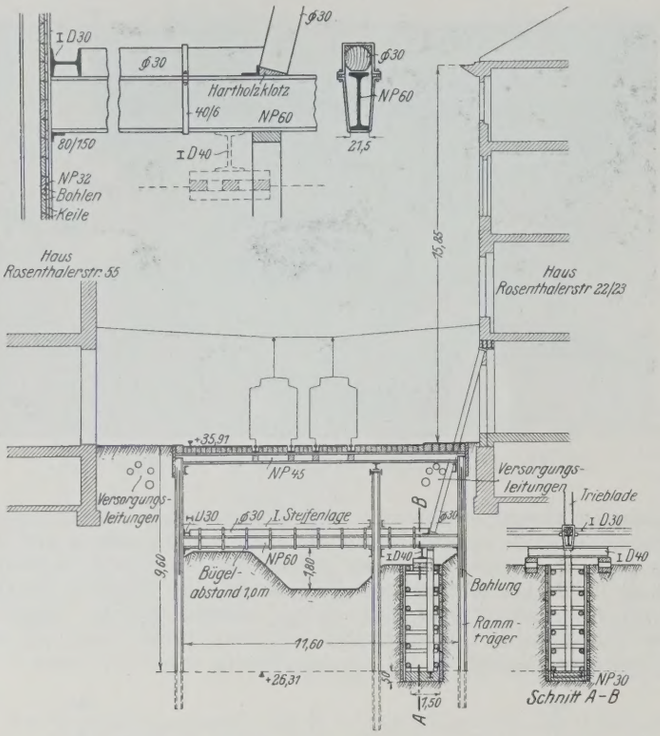


Abb. 20. Abfangung von Hauslasten mittels Triebladen (Zustand I).

trägerdecke ausgeführt. Die Träger dieser Decke wurden vorzeitig, d. h. schon nach Einbau der ersten Steifenlage (Abb. 4 u. 14) eingebaut und auf Behelfswinkeln an der seitlichen Bohlwand und an den Mittelrammträgern aufgelagert. Die Träger wurden etwa 5 cm höher, als es die endgültige Lage vorsah, verlegt, um später die eisernen Mittelstützen und die in Prisonstiften lagernden Unterzüge leichter einbauen zu können.

Die Abstützung von Häusern nach Eintritt von Gefahr wurde während der Ausführung der Tunnelarbeiten nicht nötig. Dagegen wurden einige vorsorgliche Abstützungen mittels Triebladen vorgenommen, die im folgenden erörtert werden sollen.

Die Triebladen wurden auf einen oder zwei Deckenträger aufgesetzt, die durch Klotzlager gegen das profilmäßig geschachtete Erdreich gestützt wurden (Abb. 20).

Im Schutze dieser Auflagerung wurden dann Schächte 1,50 × 1,50 m kanalmäßig bis auf Tunnelsohle heruntergetrieben und in diese nach Herstellung einer Betonunterlage ein bis zwei Stempel ∅ 30 eingebracht, die die lotrechte Komponente des abgefangenen Hausdruckes mittelbar durch den Deckenträger aufnehmen sollten. Die wagerechte Komponente wurde derart aufgenommen, daß mittels eines Schuhes der Schub auf ein Rundholz übertragen wurde, das auf den Deckenträger aufgesattelt wurde und das die Schubkräfte durch einen wagerechten Verteilungsträger auf die gegenüberliegende Bohlwand übertrug (Abb. 15 und 17 bis 21).

War im Schutze dieser Hausabfangung der Tunnelquerschnitt einschließlich der Seitenwände hergestellt worden, so wurden die Triebladen entfernt und die Träger in ihre endgültige Lage auf Seitenwände und Mittelstützen abgesetzt.

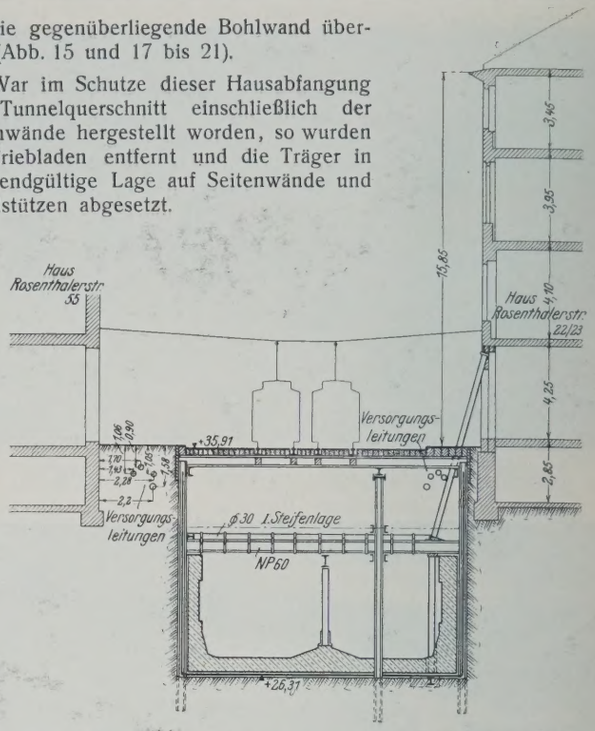


Abb. 21. Abfangung von Hauslasten mittels Triebladen (Zustand II).

D. Erfahrungen.

Die Herstellung von Baugrube und Tunnel bei einer nahe an anderen Bauwerken verlaufenden Trasse in der Zonenbauweise mit den erörterten Einzelheiten zur Verhinderung von Gebäudeschäden hat die Annahmen der Bauleitung voll bestätigt. Es kann daher nur betont werden, daß die Baugrubenumschließung mit größter Sorgfalt ausgeführt werden muß, daß also besonders die Bohlung sauber an den abgestochenen Boden angearbeitet werden und dem Bodenaushub (Schachtsohle) etwa um 1 m tiefer vorauseilen muß, daß ferner der Einbau der Steifen unmittelbar der Schachtung zu folgen hat, daß jene dauernd nachgekeilt und daß endlich die seitlichen Schutzschichten nach Herstellung eines Bohlenstreifens aufs schnellste ausgeführt werden müssen.

Im Bauabschnitt Rosenthaler Straße 19—24, wo hauptsächlich wegen der bei Ladenausbauten verwendeten gußeisernen Stützen durchweg Triebladen (eiserne Spindelsteifen) vorsorglich gesetzt wurden — ein Verfahren, das bei jedem Ladenumbau zur vorübergehenden Entlastung von Gebäudeteilen angewandt wird —, konnten die obigen Erfahrungen gleichfalls gemacht werden. Es erscheint jedoch zweckmäßig, gußeiserne Säulen durch lotrechte Holzstützen zu entlasten, da die Prüfung des eingebauten Materials und der Auflagerung der Streichträger meist wegen der Ladenausstattungen und Reklameschilder auf Schwierigkeiten stößt.

Schnelligkeit bei der Gesamtausführung solcher Tunnelabschnitte wird stets von günstigem Einfluß sein.

Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Regierungsbaurat **Möller** und Regierungsbaumeister a. D. **Ohmann.**

(Schluß aus Heft 48.)

c) Heberleitungen. Wie vorher erläutert, konnten die oberen Staffeln wegen der im Untergrund eingesprengten schwachen Tonschichten nach Inbetriebnahme der untersten Staffeln nicht vollständig stillgelegt werden. Da das Besetzen aller Pumpstationen mit drei Schichten erhebliche Kosten verursacht hätte, versuchte man die Pumpstationen durch Heberanlagen zu ersetzen. Schon während der Herstellung der Senkungsanlage nach Fertigstellung der Staffel II wurde, um die Stationen der Staffel I außer Betrieb nehmen zu können, eine geschlossene Verbindung beider Saugleitungen hergestellt. Durch diese Leitung sollte mit Heberwirkung das Wasser der oberen Haltung in die tiefere Haltung überführt werden. Obgleich die Leitungen, wie durch Abdrücken mit 10 m Wasserdruck festgestellt wurde, vollständig luftdicht waren, riß der Heber stets nach kurzer Betriebszeit ab. Auch die Übertragung des Vakuums der unteren Haltung auf die obere Haltung gelang nicht. Dieses Mißlingen ist auf den starken Luftgehalt des Grundwassers zurückzuführen. Bereits nach kurzer Zeit bildete sich in der oberen Saugleitung ein Luftsack, dessen Entstehen nicht nur auf die in der oberen Saugleitung enthaltene Luft, sondern auch auf die durch das Verbindungsrohr hochsteigende Luft der unteren Rohrleitung zurückzuführen war. Der Luftandrang war so stark, daß die Luft trotz Einschaltens von Saugwindkessel und Absaugen mit Wasserstrahlpumpen nicht beseitigt werden konnte. Erst nach längeren Versuchen gelang es auf andere Weise, eine brauchbare Heberanlage zu schaffen. Von der Saugleitung der Staffel I wurde ein Rohr unter Zwischenschaltung eines Saugwindkessels über die Staffel II hinweg zur Berme der darunter liegenden Staffel III geführt, wo es in einen mit Wasser gefüllten Kasten mündete (Abb. 6). Das am unteren Ende mit einem Schieber verschließbare Rohr mündete unter Wasser, so daß von unten her keine Luft in das Rohr gelangen konnte. Die in der oberen Haltung vorhandene Luft wurde durch einen Saugwindkessel abgefangen, der an der Abzweigstelle vom Saugrohr in das Heberrohr eingebaut war. Nach Füllung des Rohres wurde der untere Schieber geöffnet. Durch das Gewicht der Wassersäule im Rohr wurde in der oberen Saugleitung ein dem Höhenunterschied der beiden Staffeln entsprechendes Vakuum von etwa 7 m erzeugt. Der Heber ersetzte also die Pumpe der oberen Haltung vollständig. Auf die beschriebene Weise wurden später die Brunnen der Staffel II zur Berme der Staffel IV gehebert, und schließlich, nachdem die Absenkung von der Staffel IV aus ihren tiefsten Stand erreicht hatte, wurden auch alle Brunnen der Staffel III durch Heber ent-

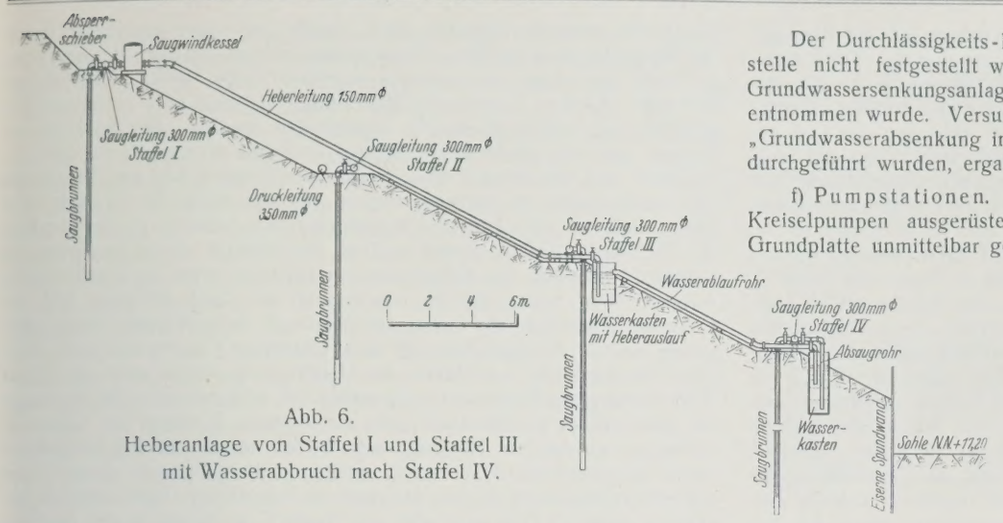


Abb. 6.
Heberanlage von Staffel I und Staffel III mit Wasserabbruch nach Staffel IV.

wässert, wobei die für die Ausmündung der Heber bestimmten Wasserkasten so tief eingebaut waren, wie es der abgesenkte Grundwasserstand erlaubte. Um ein Abreißen der Heber zu verhindern, mußte die sich in dem Saugwindkessel sammelnde Luft häufig abgesaugt werden. Die Heber erforderten daher eine ständige Überwachung durch die Pumpenwärter. Nur in seltenen Fällen, die dann stets auf Unachtsamkeit des Wärters zurückzuführen waren, ist es vorgekommen, daß ein Heber versagte. In solchem Falle konnte ohne Schwierigkeiten durch Schließen von Schiebern die Heberleitung von der Druckleitung aus gefüllt und wieder in Betrieb gesetzt werden. Das aus den Heberkasten abfließende Wasser wurde durch Überlaufleitungen einzelnen Brunnen, die mit Auffangebehältern umgeben waren, zugeführt oder durch Tageswasseranschlüsse unmittelbar aus den Wasserkasten abgepumpt. Die Schieber der Tageswasseranschlüsse wurden dabei so gedrosselt, daß im Heberkasten stets ein bestimmter Wasserstand vorhanden war. Die Heberanlagen, die es ermöglichten, die Pumpstationen der Staffeln I bis III mit zusammen rd. 210 PS außer Betrieb zu nehmen, haben sich vorzüglich bewährt und wesentlich zur Verbilligung der Betriebskosten beigetragen. Die durchschnittlichen Anlagekosten eines Hebers betrugen einschl. Beschaffung der Rohrleitung und der Absaugepumpe rd. 1200 R.-M. Eingebaut waren zehn Heber. Die täglichen Betriebskosten der sämtlichen Heberanlagen betrugen einschl. Verzinsung des Anlegekapitals rd. 70 R.-M. Die Betriebskosten der ausgeschalteten Pumpstationen würden ohne Verzinsung täglich rd. 310 R.-M. betragen haben. Die Heberanlagen bewirkten somit eine Verminderung der täglichen Betriebskosten um rd. 240 R.-M.

d) Druckleitungen. Die Druckleitung wurde als geschlossener Ring auf dem Bankett NN + 30 verlegt. Sie bestand aus schmiedeisernen autogen geschweißten Rohren von 350 mm l. W. mit losen Flanschen. In die Rohrleitung wurden, ebenso wie in die Saugleitung, Absperrschieber eingebaut. Durch den geschlossenen Ring und die Schieber wurde es ermöglicht, nach Bedarf ohne Unterbrechung des Pumpbetriebes an jeder beliebigen Stelle Leitungen anzuschließen, auch hat sich der geschlossene Ring besonders beim Rückbau der Anlage als vorteilhaft erwiesen.

Für die Ableitung des Wassers vom Druckleitungsring zum unteren Vorhafen wurden zwei Rohrleitungen von 40 und 60 cm Durchm. benutzt. Um den Höhenunterschied zwischen dem auf NN + 30 liegenden Druckleitungsring und dem auf NN + 28,50 liegenden normalen Unterwasserstand für die Heberwirkung nutzbar zu machen, mündeten die Rohre in einem Spundwandkasten unter Wasser aus. Der Spundwandkasten war erforderlich, um Auswaschungen zu vermeiden, denn der untere Vorhafen war, um ein Durchsickern des Wassers nach der Baugrube hin, besonders bei hohen Wasserständen, zu verhindern, mit Lehm gedichtet. Bei der geringen geförderten Wassermenge genügte das 40 cm weite Rohr vollständig zur Abführung des Wassers. Das Vorhandensein eines Reserverohres hat sich jedoch als zweckmäßig erwiesen, es mußte mehrfach bei Umbau und Beseitigung von Undichtigkeiten in Betrieb genommen werden.

Die Lieferung aller Rohre für die Brunnen sowie für die Druck- und Saugleitungen war dem Eisen- und Metallwerk Ferndorf übertragen, die Klappen und Kegelventile, sowie sämtliche Absperrschieber wurden von Bopp & Reuther, Mannheim, geliefert.

e) Wassermessungen. In die beiden Hauptableitungsrohre war je ein Venturi-Wassermesser mit Selbstschreibevorrichtung eingebaut, wodurch jederzeit die geförderten Wassermengen festgestellt werden konnten. Die Wassermesser, die von Siemens & Halske geliefert wurden, haben sich gut bewährt.

Gemessen wurden als Höchstmengen während der Absenkung etwa 110 l/Sek. und nach Eintreten des Beharrungszustandes etwa 80 l/Sek.

Der Durchlässigkeits-Festwert k konnte durch Versuche auf der Baustelle nicht festgestellt werden, da, wie vorher beschrieben, durch die Grundwassersenkungsanlage Wasser aus beiden Grundwasserstockwerken entnommen wurde. Versuche, die in der von Dr.-Ing. Joachim Schultze, „Grundwasserabsenkung in Theorie und Praxis“ S. 5 beschriebenen Weise durchgeführt wurden, ergaben einen k-Wert von 0,0001685.

f) Pumpstationen. Die Pumpstationen (Abb. 7 und 8) wurden mit Kreiselpumpen ausgerüstet, die mit Elektromotoren auf gemeinsamer Grundplatte unmittelbar gekuppelt waren. Die Pumpen erhielten 225 mm weite Saug- und Druckstutzen und Übergangstutzen von 225 auf 300 mm zur Saug- und 225 auf 350 mm zur Druckleitung. Eingebaut wurden fü Staffel I und II Pumpen von 12,2 PS Kraftbedarf mit 7,5 m manometrischer Förderhöhe und 5000 l minutlicher Leistung. Die mit den Pumpen gekuppelten Motoren hatten 15 PS Dauerleistung. Für die Staffeln III und IV wurden Pumpen von 40 PS Kraftbedarf mit 17 m manometrischer Förderhöhe, 7500 l minutlicher Leistung und Motoren von 47 PS Dauerleistung verwendet. In jeder Pumpstation wurden grundsätzlich zwei Pumpensätze aufgestellt, um beim Versagen einer Pumpe durch Einschalten der anderen die Anlage im Betrieb halten zu können, ohne eine andere Verteilung der Saugbrunnen auf die Pumpstationen vornehmen zu müssen. In die Saugleitung war zwischen beiden Pumpen ein Schieber eingebaut, dieser mußte geschlossen werden, wenn beide Pumpen gleichzeitig arbeiten sollten. Vor jeder Pumpe war ein Saugwindkessel vorhanden, um die vom Wasser mitgeführte Luft vor der Pumpe abzufangen. Es waren dieses runde Kessel von 0,90 m Durchm. und 1,50 m Höhe, in denen senkrecht zum durchströmenden Wasser zwei gelochte Scheidewände eingebaut waren. Die Kessel hatten am gewölbten Deckel ein Ventil zum Anschluß der Saugleitung der Absaugepumpe und waren mit Wasserstandsgläsern versehen, durch die eine Prüfung des jeweiligen Wasserstandes im Kessel möglich war. Das Absaugen der Kessel wurde bewirkt durch eine kleine mit einem Elektromotor unmittelbar gekuppelte Kreiselpumpe von 4 PS. Der Saugstutzen dieser Pumpe war mit einem mit Wasser gefüllten, mit drei Tauchwänden versehenen Wasserkasten verbunden. Das Wasser wurde von der Pumpe aus dem Kasten abgepumpt und durch eine gekrümmte Druckleitung dem Kasten am anderen Ende wieder zugeführt. In die Druckleitung war eine Düse eingebaut, bei der die Verbindungsleitung vom Saugwindkessel einmündete. Durch den Wasserstrahl wurde Luft aus dem Saugwindkessel mitgerissen, die Wirkung entsprach der eines Ejektors. Die mitgerissene Luft wurde im Wasserkasten auf dem Wege von der Ausmündung der Druckleitung zum Anschlußstutzen der Pumpe ausgeschieden. Die Pumpen wurden solange in Betrieb erhalten, bis keine Luft mehr im Windkessel vorhanden war und Wasser aus dem Kessel mitgerissen wurde. Während bei Verwendung von reinen Luftpumpen der Wärter stets sorgfältig darauf achten muß, daß kein Wasser in die Pumpe hineingerät, ist bei dieser Art der Absaugung nur wenig Aufmerksamkeit erforderlich. Der Wärter braucht nur den Wasserstand im Wasserkasten zu beobachten und, sobald ein Steigen eintritt, die Pumpe auszuschalten. Eine Wirkung wird mit diesen Pumpen nur dann erreicht, wenn sie ein höheres Vakuum erzielen können als die Absenkungspumpen, da sonst die Wirkung der letzteren Pumpe überwiegt, so daß durch das Verbindungsrohr Wasser aus dem Wasserkasten in den Windkessel gesaugt wird. Der Wärter muß sich daher, ehe er die Verbindung zwischen Windkessel und Absaugepumpe

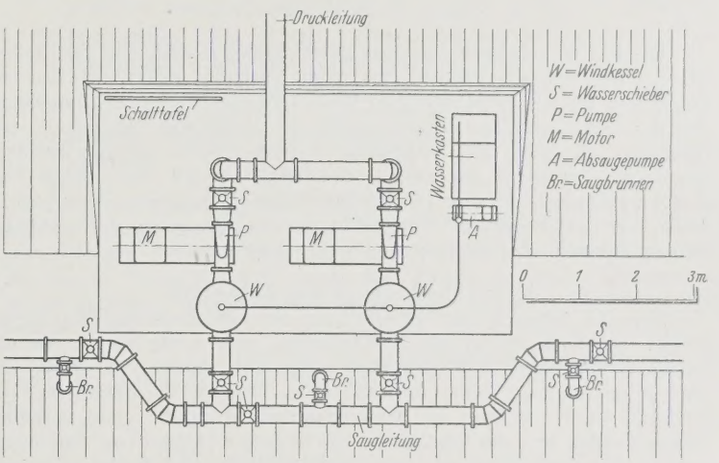


Abb. 7. Grundriß einer Pumpstation.

herstellt, durch Ablesen der Vakuummeter überzeugen, ob die Absaugepumpe ein höheres Vakuum hat als die Absenkungspumpe. Trotz dieser Luftabsaugevorrichtung ließ sich das Eintreten von Luft in die Absenkungspumpen nicht ganz verhindern. Das Grundwasser führte derartige Luftmengen, daß bereits kurze Zeit nach jedem Absaugen der Luft der Wasserstand im Windkessel wieder bis unmittelbar über Oberkante Saugrohr gesunken war. Die in die Absenkungspumpen eintretende Luft wirkte ungünstig auf den Gang der Pumpen ein, da die darüberstehende Wassersäule die Luftblasen zusammenpreßte, was zu Schlägen in der Pumpe führte. Der Stromverbrauch steigerte sich dann jedesmal für den Augenblick des Durchganges der Luftblasen durch die Pumpe bis zu 50%. Bei der starken Luftführung des Wassers waren die Windkessel zu klein gewählt. Abhilfe hätte sich nur durch eine Vergrößerung der Anlage und durch dauerndes Absaugen erreichen lassen. Vor und hinter jeder Pumpe war in die Saug- bezw. Druckleitung ein Schieber eingebaut, so daß die Pumpe vollständig für die Ausführung von Ausbesserungsarbeiten ausgeschaltet werden konnte. In jeder Pumpstation waren also einschl. des in der Saugleitung zwischen beiden Pumpen liegenden Schiebers fünf Schieber angeordnet (Abb. 7). Beim Anschluß der Druckleitung der Pumpstation an den Druckleitungsring war ein weiterer Schieber eingebaut. Es konnte also auch die ganze Pumpstation, ohne daß der Betrieb der sonstigen Anlage unterbrochen wurde, ausgeschaltet werden.

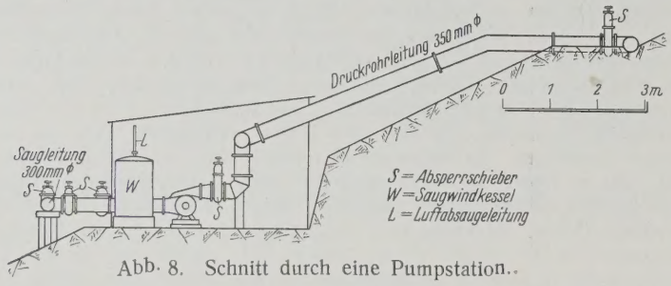


Abb. 8. Schnitt durch eine Pumpstation.

Die mit den Motoren auf einer gemeinsamen Grundplatte unmittelbar gekuppelten Pumpen nahmen nur einen geringen Raum ein und ermöglichten es, mit verhältnismäßig kleinen Pumpenhäusern auszukommen. Bei der Bemessung des Raumes wurde darauf Bedacht genommen, daß Maschinen, Schieber und Schalttafeln bequem bedient werden konnten. Ein Pumpenhäuschen mit zwei Pumpensätzen erhielt eine Größe von 7×4 m. Die von der Firma Maffei-Schwartzkopff gelieferten Pumpensätze haben sich gut bewährt, Unterbrechungen der Absenkung durch Mängel an den Pumpen oder Motoren sind nicht vorgekommen.

3. Rückbau der Senkungsanlage.

Mit den Arbeiten zur Hinterfüllung des Schleusenbauwerks wurde bereits begonnen, bevor die Betonarbeiten ganz fertig waren. Da die letzten Betonarbeiten am Oberhaupt ausgeführt wurden, da ferner die hier in unmittelbarer Nähe vorbeiführende Chaussee die Erdarbeiten behinderte, wurde zunächst am Unterhaupt die Baugrube ganz zugefüllt. Dadurch ergab sich die Möglichkeit, die Chaussee baldigst vom Oberhaupt weg in ihre endgültige Lage über das Unterhaupt der Schleuse zu verlegen. Alsdann konnten die Hinterfüllungsarbeiten an den Längsseiten des Bauwerkes bis zum Oberhaupt weiter geführt werden, während zuletzt die Baugrube vor der oberen Querseite zugefüllt wurde. Der Rückbau der Senkungsanlage mußte sich diesem Gang der Erdarbeiten anpassen. Die auf den höheren Staffeln liegenden Pumpstationen, die bis dahin durch die Heberanlagen ersetzt waren, wurden soweit erforderlich wieder in Betrieb genommen. Die unterhalb des Unterhauptes liegenden Teile der Senkungsanlage wurden als selbständiger Teil abgezweigt, der für die Ausführung der Arbeiten im unteren Vorhafen im Betrieb blieb. Hier wurde außerdem vor jeder Schleuse eine neue Pumpstation errichtet, da nach Rückbau der seitlich des Unterhauptes gelegenen Brunnen insbesondere aus dem unteren Stockwerk stärkerer Wasserandrang zu erwarten war. Der Rückbau der Senkungsanlage begann nördlich vom Unterhaupt, und zwar wurde zunächst die Pumpstation VIII der Staffel IV mit den zugehörigen Brunnen abgebaut. Die darüber liegenden Brunnen der Staffel III wurden nach Abbau der Heberanlage durch die Pumpstation V in Betrieb gehalten, die Station IV, die bereits früher abgebaut worden war, brauchte nicht wieder hergestellt zu werden. Es folgte dann, dem Fortschritt der Erdarbeiten entsprechend, der Abbau der Brunnen auf Staffel III bis an die Station V heran. Gleichzeitig mußte der hier liegende Teil der Druckleitung entfernt werden. Da diese einen geschlossenen Ring bildete, war die Herausnahme eines Teiles möglich, ohne die Wasserableitung der noch auf der Nordseite verbleibenden Pumpstationen zu stören. Anschließend an die Hinterfüllung der Nordseite des Unterhauptes wurden die entsprechenden Arbeiten auf der Südseite in Angriff genommen. Zunächst mußte das Druckrohr, das die Erdarbeiten hinderte, eine neue Lage erhalten. Während das alte auf NN + 30 liegende Druckrohr noch im Betriebe blieb, wurde ein neues am oberen Rande der Baugrube etwa auf NN + 37,25 entlang geführt und nach Fertigstellung an Stelle des alten, das nunmehr abgebaut wurde, sofort in Betrieb genommen. Alsdann konnten die Hinterfüllungsarbeiten unter gleichzeitigem Rückbau der Staffeln IV und III durchgeführt werden. Der Rückbau der Anlage und die Hinterfüllungsarbeiten wurden wesentlich dadurch erleichtert, daß das Grundwasser infolge der Feinheit und des Tongehalts des Untergrundes nur langsam anstieg. Es war infolgedessen auch nicht nötig, während der Hinterfüllungsarbeiten am Unterhaupt die oberhalb der Staffeln IV und III liegenden Teile der Staffel II wieder in Betrieb zu nehmen. Nachdem die Erdarbeiten am Unterhaupt bis zur Plattformhöhe fortgeschritten waren, wurde beschleunigt der noch fehlende Teil der Chaussee ausgebaut, die bisher am Oberhaupt vorbeiführende Straße stillgelegt und der Verkehr über die neue endgültige Chaussee geleitet. Der Hinterfüllungsboden beiderseits des Unterhauptes wurde unter reichlicher Verwendung von Wasser gut eingeschlämmt, infolgedessen sind Setzungen im Anschluß an das Bauwerk nicht aufgetreten. Während der Chausseeverlegung wurden die Hinterfüllungsarbeiten an den beiden Längsseiten weiter vorgetrieben. Gleichzeitig mußten weitere Brunnen entfernt und schließlich die noch an den Längsseiten befindlichen Pumpstationen abgebaut werden. Dies war aber nur möglich, nachdem an der vorderen Querseite, die zuletzt hinterfüllt werden sollte, neue Pumpstationen aufgestellt waren, und zwar wurden zunächst in den Staffeln IV und III je eine, später in der Staffel II zwei neue Stationen außer den bereits vorhandenen in Betrieb genommen. Die an der Querseite vorhandenen Brunnen waren ausreichend, um das Wasser zu bewältigen, nur mußten von der Staffel III noch drei neue Tiefbrunnen gebohrt werden, da der Wasserandrang aus dem unteren Stockwerk nach Fortfall der auf den Längsseiten liegenden Tiefbrunnen der Staffel IV zu groß wurde. Anschließend an die Hinterfüllung der Längsseiten wurde die Zuschüttung der Baugrube vor der oberen Stirnwand durchgeführt, wobei wieder die Senkungsanlage ordnungsmäßig von Staffel zu Staffel zurückgebaut wurde. Für die Hinterfüllungsarbeiten wirkte besonders erschwerend und verzögernd die gleichzeitige Einbringung von Dichtungston hinter den Seitenmauern und vor der vorderen Stirnwand. Die sorgfältige Durchführung dieser Arbeiten wurde aber erleichtert durch das langsame Ansteigen des Wassers nach Entfernung der Brunnen. Das Ziehen der einzelnen Brunnen ging im allgemeinen ohne Schwierigkeit vor sich, es ist daher fast sämtliches Gerät der Senkungsanlage in brauchbarem Zustande wiedergewonnen worden, so daß es jetzt bereits zum größten Teil auf anderen Baustellen verwendet werden kann.

4. Elektrische Stromversorgung (Abb. 9).

Den für den Bau erforderlichen Strom lieferte das „Märkische Elektrizitätswerk“ von den miteinander gekuppelten Kraftwerken in Finkenheerd und Trattendorf bei Spremberg mit 15 000 V. Spannung. Der Strom wurde durch eine für den Bau errichtete Wandleranlage auf 380/222 V umgeformt. In der Wandleranlage waren zwei Wandler von je 200 kVA und ein Wandler von 100 kVA vorhanden. Von der Wandleranlage aus wurde die ganze Baustelle mit Licht und Kraft versorgt. Als Reserve für die Stromversorgung der Grundwassersenkungsanlage wurde ein an der Mittelschleuse vorhandenes Kraftwerk ausgebaut, das früher für den Betrieb der alten Schleusentreppe gedient hatte. In dem Kraftwerk waren zwei Heißdampflokomobilen von je 120 PS mit zwei Drehstromgeneratoren von 75 und 66 kVA vorhanden. Die Generatoren lieferten Drehstrom von 3000 V. Der Strom wurde durch Freileitungen zu der Wandleranlage geführt und durch drei Wandler von 30 kVA und einen Wandler von 75 kVA ebenfalls auf 380/220 V umgeformt. Die Aufstellung von vier Wandlern war dadurch bedingt, daß drei Wandler von 30 kVA vorhanden waren, die benutzt werden mußten.

Jeder Wandler war mit einer Schalttafel versehen und konnte für sich eingeschaltet werden. Der Strom wurde an das Leitungsnetz durch eine für beide Wandleranlagen gemeinsame Schalttafel abgegeben, auf der auch die Zähler des „Märkischen Elektrizitätswerks“ und die Hauptumschalter angebracht waren. Von der Wandleranlage aus wurde der Strom durch Freileitungen in zwei geschlossenen Ringen von $3 \cdot 95$ mm², $3 \cdot 70$ mm² und als gemeinsamen Nulleiter $1 \cdot 35$ mm² den Abnahmestellen zugeführt (Abb. 9). Die Anlage von zwei Ringleitungen für den Strom vom „Märkischen Elektrizitätswerk“ und vom Kraftwerk Mittelschleuse war erforderlich, um beide Stromquellen gleichzeitig benutzen zu können. Durch die vorher erwähnten Hauptumschalter wurde das Ein- bezw. Umschalten des M. E. W. oder Kraftwerkstromes auf jede der beiden Ringleitungen ermöglicht, jedoch so, daß niemals beide Stromteile gleichzeitig denselben Ring speisten, und so, daß kein Strom von einer Stromquelle zur anderen fließen konnte. Beide Ringe waren an gemeinsamen Masten untergebracht und bestanden aus verseilten blanken Kupferdrähten. In die Ringleitungen wurden sechs Trennstellen eingebaut, um Teile der Leitungen für Ausführung der Anschlüsse stromlos machen zu können. Die Freileitung wurde gewählt, um an allen Stellen ohne Schwierigkeit Maschinen und Beleuchtung anschließen zu können.

Die Pumpen der Grundwassersenkungsanlage mußten an beide Ringe angeschlossen werden können, um beim Versagen einer Stromquelle keine Unterbrechung des Pumpbetriebes eintreten zu lassen. Es wurden daher an den in Frage kommenden Masten der Ringleitung Trennumschalter eingebaut, die ein sofortiges Umschalten der Pumpen von einem Ring auf den anderen ermöglichten. Von den Trennumschaltern aus wurden die zu den Pumpstationen führenden Leitungen als bewehrte Vierleiter-Erdkabel verlegt. Von dem Endverschluß des Kabels in der Pumpstation führten zwei Leitungen mit je einem Sicherungskasten, Maximalschalter und Zähler zu den Pumpen und Anlassern. Die Maximalschalter waren mit Amperemetern versehen und schalteten sich bei Überlastung und Stromstörungen selbsttätig aus. Die Leitung zu den kleinen Motoren der Luftabsaugepumpen und für die Beleuchtung der Pumpstation zweigte vor dem selbsttätigen Schalter ab. Die Motoren waren durch besondere Sicherungen geschützt. Sämtliche Instrumente waren auf einer gemeinsamen Schalttafel untergebracht. Das Kraftwerk an der Mittelschleuse wurde während der Dauer der Absenkung als Reserve für die Grundwasserabsenkungsanlage unter Dampf gehalten. Als nach Eintreten des Beharrungszustandes und der Ausschaltung der Pumpstationen der Staffeln I bis III nur noch drei Pumpen in Betrieb gehalten zu werden brauchten, wurde die Stromversorgung allein durch das Kraftwerk bewirkt. Das „Märkische Elektrizitätswerk" diente dann als Reserve. — Die gesamte elektrische Einrichtung wurde von der Allgemeinen Elektrizitätsgesellschaft Berlin, Filiale Frankfurt a. d. O., geliefert und nach Anweisung des Neubauamtes eingebaut.

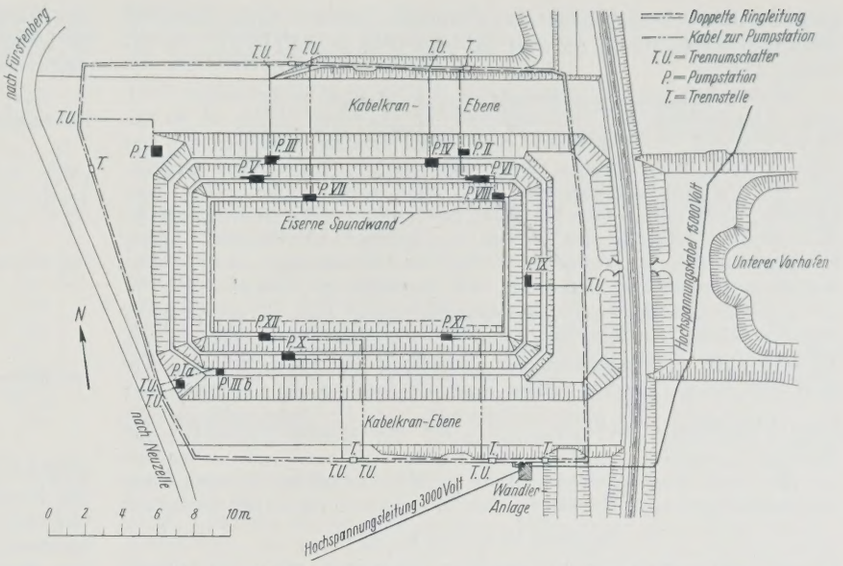


Abb. 9. Elektrische Stromversorgung der Baustelle.

III. Kosten der Senkungsanlage.

Die Kosten für die Senkungsanlage wurden durch die örtlichen Verhältnisse in recht ungünstiger Weise beeinflußt. Der tonige Feinsand des Untergrundes bedingte einen engen Abstand und infolgedessen eine große Zahl von Filterbrunnen und zwang dazu, die teuren Filterrohre ohne Aufsatzrohre zu verwenden. Infolge des unter der Tonschicht vorhandenen zweiten Grundwasserstockwerks mußte überdies ein großer Teil der Filterbrunnen außergewöhnlich lang ausgebildet werden. Auch die Toneinsprengungen im Untergrunde wirkten verteuernd, weil sie dazu führten, daß der größte Teil der oberen Staffeln während der ganzen Bauzeit mit Brunnen und Saugleitungen im Betriebe bleiben mußte, während andernfalls das Material wenigstens teilweise in den unteren Staffeln hätte wieder verwendet werden können.

Die Gesamtkosten der Senkungsanlage betrugen:

1. Für die Beschaffung aller Maschinen und Geräte, einschl. der elektrischen Einrichtung . . . . . rd. 322000 R.-M.
2. Für den Einbau und Rückbau der Senkungsanlage einschl. Instandsetzung d. Kraftwerkes Mittelschleuse „ 253000 „
3. Für den Betrieb der Anlage . . . . . „ 317000 „

Zusammen rd. 892000 R.-M.

Im einzelnen kostet:

1. Beschaffung und Einbau eines fertigen Saugbrunnens von 11 m Bohrtiefe und 10,50 m Filterlänge für das obere Grundwasser einschl. aller Teile bis zum Anschluß an die Saugleitung . . . . . rd. 550 R.-M.
2. Desgleichen für das untere Grundwasser bei 20,50 m Bohrtiefe und 20 m Filterlänge . . . . . „ 1240 „
3. Beschaffung und Einbau einer vollständigen Pumpstation mit zwei Pumpensätzen einschl. Motoren, einer Absaugepumpe mit Motor, zwei Saugwindkesseln, fünf Schiebern, Rohrleitung, elektrischer Einrichtung und Pumpenhäuschen . . . . . „ 6900 „

Für die Beurteilung der Betriebskosten der Senkungsanlage ist die Kenntnis der Betriebsdauer von Wichtigkeit. Mit dem Einbau der Anlage wurde Anfang Juli 1924 begonnen, am 1. Mai 1925 war sie fertiggestellt. Bis zum 1. Dezember 1926 wurde die Anlage in vollem Umfange in Betrieb gehalten, alsdann begann der Rückbau, der am 1. November 1927 beendet war.

Die Kosten des Betriebes der Senkungsanlage ergaben sich zu 1,27 R.-M. je PS und Tag.

Alle Rechte vorbehalten.

Betrachtungen zur Abflußtheorie der Überfallwehre.

Von Prof. Dr.-Ing. **R. Winkel**, Danzig.
(Mitteilungen der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig).

Die Abflußvorgänge an Überfallwehren lassen sich, rein mathematisch betrachtet, sehr genau ableiten. Die Befriedigung über diese elegante mathematische Entwicklung erfährt indessen sehr bald eine Trübung, sobald diese theoretischen Ergebnisse mit den wirklichen Abflußmengen verglichen werden. Da die mathematische Berechnungsweise einwandfrei ist und die Natur fehlerfrei arbeitet, muß der Grund für diese Unstimmigkeit in den bei der Berechnung gemachten Voraussetzungen liegen.

Zunächst sei die ursprüngliche Berechnungsart hier kurz erörtert. Der Ausgang wurde von einer Seitenöffnung mit endlicher Höhenerstreckung $(z_u - z_o)$ genommen (Abb. 1). In der Tiefe z entsteht die Geschwindigkeit $v = \sqrt{2gz} = \left(\sqrt{2g}\right) z^{1/2}$, d. h. die Geschwindigkeitslinie verläuft nach einer Parabel mit dem Exponenten $^1/_2$. Für ein Flächenelement $b\,dz$ ist alsdann der Anteil am Abfluß

$$dq = b\,dz\sqrt{2gz} \quad \text{und damit}$$

$$q = b\sqrt{2g}\int_{z_u}^{z_o} z^{1/2}\,dz, \quad \text{mithin}$$

$$q = {}^2/_3\, b\sqrt{2g}\left(z_u^{3/2} - z_o^{3/2}\right). \tag{1}$$

Für ein Überfallwehr ist $z_o = 0$ und $z_u = h$, also

$$q = {}^2/_3\, b\sqrt{2g}\, h^{3/2} = {}^2/_3 (bh)\sqrt{2gh}. \tag{2}$$

Diese Ableitung ist mathematisch richtig und liefert doch falsche Werte, weil stillschweigend vorausgesetzt wurde, daß einmal die Wasseroberfläche bis unmittelbar oberhalb der Wehrstelle dieselbe Höhe beibehält, und daß zweitens die Geschwindigkeitslinie eine Parabel mit dem Exponenten $^1/_2$ ist. Beides trifft aber nicht zu!

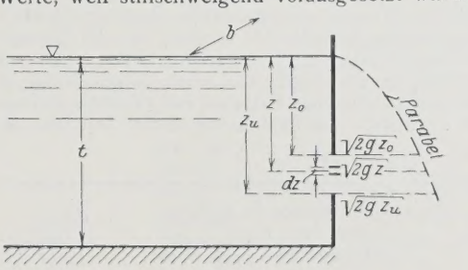


Abb. 1.

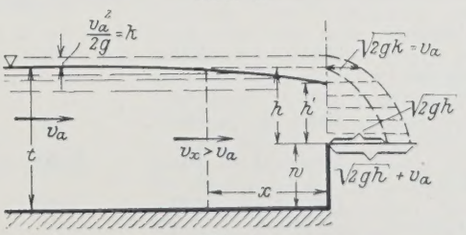


Abb. 2.

In dem Maße, wie die Wassergeschwindigkeit v_x (Abb. 2) bei der Annäherung an das Wehr — mit der Durchflußfläche $\approx (bh) < bt$ — beschleunigt wird, nimmt nach dem Bernoulli-Satze der hydraulische Druck ab, d. h. die Wasseroberfläche senkt sich zur Stelle des Wehres hin ab, wodurch eine

geringere Überströmungshöhe als h verbleibt, etwa $h' < h$. Demnach müßte der Ansatz (Gl. 2) zunächst auf etwa $q' \approx {}^2/_3 (b\,h') \sqrt{2\,g\,h} < q$ berichtigt werden.

Diese Unstimmigkeit hat man durch Einführung eines Beiwertes $\mu < 1$ unter Ausschaltung des von vornherein unbekannten Wertes h' zu beheben versucht, μ ist demnach ein Flächenverhältnis, das sich aus den Schwerkraft-Beschleunigungen ergibt; nicht aus den Reibungsbedingungen, wie oft fälschlich angenommen wird, denn sonst müßte μ bei ganz schmaler Wehrkrone (etwa bei einer ganz dünnen Wand) den Kleinstwert erhalten, während sich hierbei im Gegenteil ein Größtwert von μ zu ergeben pflegt. So ist denn auch der Versuch verfehlt, μ als Funktion von der Reynoldsschen Zahl ($v\,t\,\varrho$) usw. darstellen zu wollen!

Zweitens hat man der Wasserbeschleunigung dadurch Rechnung zu tragen versucht, daß man nicht von der Wasseroberfläche, sondern von der ursprünglichen Energielinie zur Darstellung der Geschwindigkeitslinie (über dem Wehre) ausging; diese liegt um $k = v_a^2 : 2\,g$ über dem normalen Wasserstande, wobei $v_a = \frac{q}{b\,t}$ die Ankunftgeschwindigkeit des Wassers ist (Abb. 2).

Aber auch diese Maßnahme kann im wissenschaftlich strengen Sinne nicht befriedigen, obwohl sich die aus Abb. 2 sofort ergebende Beziehung

(3) $$q = {}^2/_3\,\mu\,(b\,h)\sqrt{2\,g}\,[(h+k)^{3/2} - k^{3/2}]$$

für den praktischen Gebrauch eingeführt hat, indem man μ (als einzige Veränderliche) einer Sonder-Untersuchung unterzog.

Auch diese Beziehung (Gl. 3) berücksichtigt weder die ständige Beschleunigung des Wassers bei der Annäherung an das Wehr (z. B. $v_x > v_a$) noch die Quergeschwindigkeiten vor dem Wehre infolge Hochsteigens der Wasserbahnen von der Sohle bis zum Wehrrücken (Abb. 3). Diese nach oben gerichteten Quergeschwindigkeiten müssen naturgemäß auch auf die wagerechten Geschwindigkeiten einen Einfluß ausüben, so daß zu erwarten ist, daß die Geschwindigkeitslinie über dem Wehrrücken wesentlich von der vorausgesetzten Parabel (mit dem Exponenten $^1/_2$) abweicht; offenbar wird deshalb auch die Wehrhöhe w von Einfluß sein, was durch die Forschungen von Prof. Dr. Rehbock bestätigt worden ist.

Sorgfältige Messungen in der Versuchsanstalt für Wasserbau an der Technischen Hochschule Danzig bestätigten die Vermutung, daß oberhalb des Wehrrückens die Geschwindigkeitslinie einen anderen Verlauf hat als bisher immer vorausgesetzt wurde. Über diese Ergebnisse wird später einmal besonders berichtet werden.

Zum Schluß sei noch darauf hingewiesen, daß die bisherige Berechnungsweise für den sogenannten „unvollkommenen" Überfall (Abb. 4)

(4) $$q = {}^2/_3\,\mu_1\,b\sqrt{2\,g}\,[(h_2+k)^{3/2} - k^{3/2}] + \mu_2\,(h_1 - h_2)\,b\sqrt{2\,g\,(h_2+k)}$$

völlig haltlos wird, weil nach den vorigen Überlegungen jedenfalls μ_1 nicht mit dem μ der Gleichung 3 übereinstimmt. Die Gleichung 4 enthält

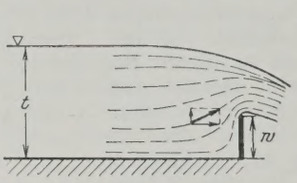


Abb. 3.

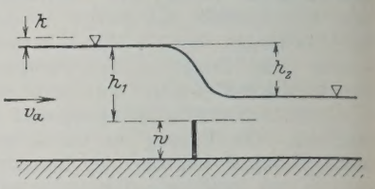


Abb. 4.

demnach zwei Unbekannte μ_1 und μ_2, die gleichzeitig unbestimmbar sind. Ein Ausweg könnte allenfalls dadurch gefunden werden, daß μ_1 und μ_2 fortgelassen werden und dafür für die beiden Summanden (in Klammer) zusammen nur ein Beiwert α benutzt wird, der durch Messung bestimmbar sein würde; indessen besteht noch eine neue Schwierigkeit, weil unter Umständen zwei verschiedene Strömungen im Sturzbett (mit verschiedenem Abfluß) auftreten können, wie es durch Versuche in der Danziger Versuchsanstalt nachgewiesen werden konnte. Auch über diese Fragen und Ergebnisse wird späterhin noch berichtet werden.

Es möge besonders hervorgehoben werden, daß Gleichung 3 trotz der anfechtbaren Entwicklung benutzbar bleibt, weil sie nur einen veränderlichen Beiwert enthält, der ja für die verschiedenen, jeweils vorliegenden Verhältnisse auf Grund sorgfältiger Versuche (vergl. die Untersuchungen von Prof. Dr. Rehbock) bestimmbar bleibt und sich den Verhältnissen so weit anpaßt, daß eben die Ergebnisse der Formel künstlich mit denen des wirklichen Abflusses in Übereinstimmung gebracht werden. Unklare Begriffe wie: Reibungsbeiwert, Kontraktionsbeiwert usw. für μ sind jedenfalls unbedingt zu vermeiden.

Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Gehler**, Dresden.

(Fortsetzung aus Heft 48.)

A. 3. Der hochwertige Stahl im Eisenbau.

Dr.-Ing. Bohny führte folgendes aus: Zwei Gründe zwingen uns zur Verwendung hochwertiger Stähle im Eisenbrücken- und Hochbau:

1. Das Anwachsen der Querschnitte bei den Stäben und Trägern unter großen Lasten und die damit verbundene Schwierigkeit der Ausbildung der Querschnitte, Verbindungen, Anschlüsse und Niete.
2. Das wachsende Eigengewicht der Bauteile und Bauwerke und damit die Kosten für das Tragwerk, die Transporte, die Gerüste und die Aufstellung.

Als Grenze einer noch leidlich vernünftigen Ausführung erscheint eine Querschnittsfläche des Eisens von 100 dm² = 1 m², die bei St 37 für $\sigma_{zul} = 1{,}4$ t/cm² bei reinem Druck eine Last von 14 000 t aufnehmen könnte, und entsprechend bei St Si 21 000 t. Die Ansprüche der amerikanischen Riesenbrücken, so z. B. der Hudson-Brücke bei Fort Lee, gehen aber nach dem Entwurf von Ammann noch über diese Maße hinaus. Wird der Gurt als Kette ausgeführt, so ergibt sich als größte Zugkraft 75 000 t. Hierfür würden 24 · 4 Augenstäbe erforderlich werden mit 22 300 cm², also einer Beanspruchung von 3,35 t/cm². Die bessere Lösung bildet in diesem Falle die Ausbildung in der Form von zwei paralleldrähtigen Kabeln mit 91,5 cm Durchmesser bei einer Zugkraft von 60 000 t je Tragwand. Bei 15 000 kg/cm² Festigkeit der Drähte von 5 mm Durchmesser können diese mit 5000 kg/cm² beansprucht werden. Die heutigen oberen Grenzen einer wirtschaftlich vertretbaren Ausführung verschiedener Grundformen gehen aus nebenstehender Übersicht I hervor.

Übersicht I.

	Frei aufliegende Träger oder elastische Bogen m	Auslegerbrücken m	Hängebrücken m
Ausführung in einfachem Flußstahl	300	500	700
Ausführung in hochwertigem Flußstahl von 25 % höherer Streckgrenze	400	600	850
desgl., aber mit 50 % höherer Streckgrenze	500	700	1000
desgl., aber mit 75 % höherer Streckgrenze	600	800	1200
Ausführung des Haupttraggliedes in Draht	—	—	1500

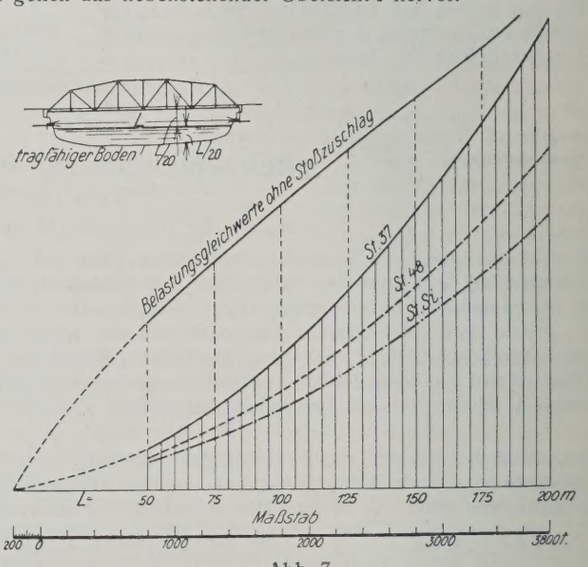


Abb. 7.

Wenn auch heute die Nebenspannungen infolge starrer Knotenverbindungen nicht mehr so hoch bewertet und damit gefürchtet werden wie in früheren Zeiten, so bieten doch Stäbe aus hochwertigem Baustahl den großen Vorteil, daß sie geringere Breite in der Ansichtfläche haben als entsprechende Stäbe aus St 37, und damit auch geringere Nebenspannungen. Vor allem wird der Ausführbarkeit aber auch dadurch eine Grenze gezogen, daß die einwandfreie Ausführung der Niete bei Eisenstärken von mehr als 200 mm schwierig und daher eine Verringerung der Querschnittabmessungen dringend erwünscht ist.

Das anwachsende Eigengewicht G mit wachsender Stützweite ist durch die Arbeiten von J. A. Waddel und durch die Arbeiten des Bericht-

erstatters hinreichend bekannt. In Übersicht II hat Dr. Bohny für den Lastenzug N der Deutschen Reichsbahn die Gewichte zweigleisiger einfacher Balkenbrücken zusammengestellt und diese Werte in Abb. 7 aufgetragen.

Übersicht II.

	St 37	St 48		St Si		
l	G	G	Δg gegen St 37	G	Δg gegen St 37	Δg gegen St 48
m	t	t	%	t	%	%
50	314	240	23,5	200	36,3	16,7
75	615	460	25,2	378	38,5	17,9
100	1006	742	26,2	604	40,0	18,6
125	1490	1095	26,5	890	40,3	18,7
150	2070	1510	27,1	1226	40,8	18,8
175	2740	1990	27,4	1610	41,2	19,1
200	3520	2540	27,6	2040	41,9	19,1

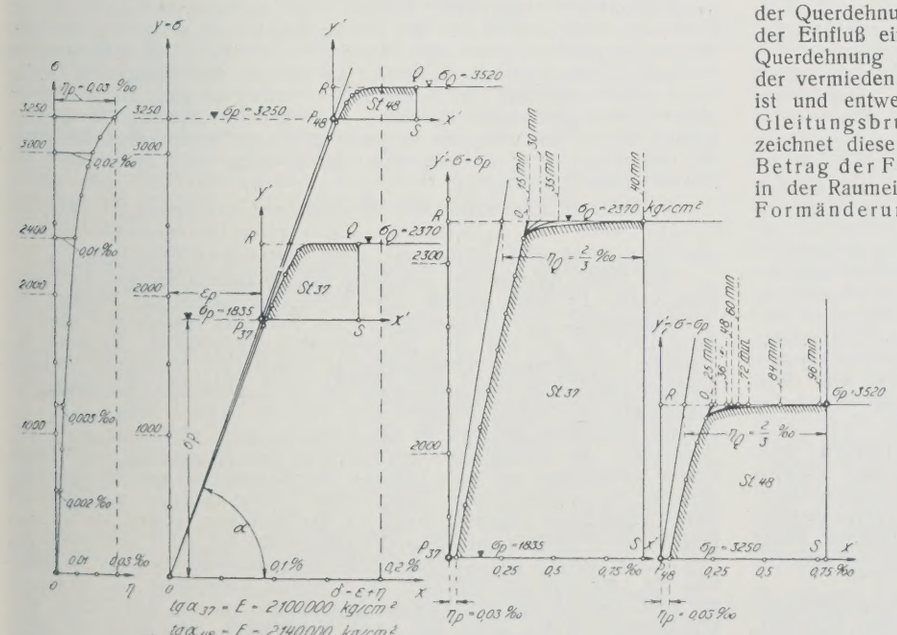
Hiernach beträgt bei 200 m Stützweite die Gewichtsersparnis gegenüber St 37 bei St 48 27,6 % und bei St Si 41,9 %. Bei dieser Spannweite würde bei der Ausführung in St 37 nach Abb. 7 das Eigengewicht in kg/m² ebenso groß wie der Belastungsgleichwert p der Verkehrslast sein.

Den Ersparnissen an Baustoff stehen naturgemäß die Mehrkosten des hochwertigen Baustahles im Vergleich zu St 37 gegenüber, so daß sich erst bei größerer Gewichtsersparnis, also bei größerer Stützweite ein Vorteil durch Verwendung des hochwertigen Baustahles ergibt. Diese Grenze liegt heute bei einem Aufpreise von 60 R.-M./t für Walzeisen in St Si gegenüber St 37 etwa bei $l = 40$ m Stützweite. Ein solcher Aufpreis des Baustoffes erklärt sich durch die Verteuerung bei der Stahlerzeugung, durch die größere Fürsorge beim Auswalzen und bei der Bearbeitung in der Werkstatt, insbesondere auch bei der Nietung und endlich durch die besonderen Vorkehrungen für die getrennte Lagerung des Materials.

Die anschließende lebhafte Aussprache zeigte das große Interesse, das die Verbraucherkreise an der Ausbildung eines hochwertigen Brückenbaustahles haben. Zusammenfassend ist zu berichten, daß in einer ganzen Reihe deutscher Stahlwerke heute angestrengt daran gearbeitet wird, die Schwierigkeiten, die sich bei der Herstellung des Si-Stahles im praktischen Betriebe gezeigt haben, durch geeignete Legierungen zu überwinden. Wir haben die feste Hoffnung, daß es schon in nächster Zeit gelingen wird, einen nicht nur hinsichtlich der Abnahmebedingungen, sondern auch hinsichtlich der Wirtschaftlichkeit voll befriedigenden deutschen Baustahl zu erzeugen.

A4. Ziel, Ergebnisse und Wert der Messungen an Bauwerken. Dieses von Dipl.-Ing. A. Bühler, Bern, erstattete Referat bildet eine kurze, zusammenfassende Darstellung der gegenwärtigen Verhältnisse im Brücken- und Hochbau, beleuchtet sowohl vom Standpunkte der Theorie und Praxis, als auch vom Standpunkte der Erfahrung und der Materialprüfung. Ein Abschnitt in diesem Referat befaßt sich auch mit den dynamischen Wirkungen bei Brücken und wurde in erweiterter Form bereits als Vortrag auf der Tagung des Schwingungsausschusses des V. d. I. am 29. März in Darmstadt gehalten. Dieser Vortrag wird demnächst in der „Bautechnik" ausführlich wiedergegeben werden.

An der Aussprache beteiligten sich die Herren Kommerell (Berlin), Karner (Zürich), Ros (Zürich), der über wertvolle Messungen an Bogenbrücken jeweils mit und ohne Aufbau berichtete, und Faltus (Pilsen), der seine bedeutsamen Messungsergebnisse an eisernen Brücken (Einfluß der Lastverteilung im Quersinn) vorführte.



B. 1. Sicherheitsgrad und Beanspruchung.

Der Berichterstatter Herr Prof. Dr. W. Gehler, Dresden, führte etwa folgendes aus:

Die jüngste rasche Entwicklung der hochwertigen Baustähle legt uns die Pflicht auf, den Sicherheitsgrad wissenschaftlich nachzuprüfen. Hierzu drei Beispiele. 1. Die Bedeutung der Streckgrenze. Baustahl St 37 wird heute vielfach mit 1600 kg/cm² und bei Nebenspannungen noch höher beansprucht, während wiederholt als Streckgrenze nur 1950 kg/cm² gefunden wurde. Von unseren neuen Baustählen müssen wir fordern, daß dieses Verhältnis günstiger ist. 2. Die Durchbiegung wächst stets proportional der zulässigen Spannung, ist also bei Siliziumstahl um 30 % höher als bei St 37. Früher war bei Eisenbahnbrücken als Durchbiegung 1/1500 l zugelassen, heute 1/900 l, bei Straßenbrücken früher 1/1200 l, heute 1/600 l. Was bedeuten diese Formänderungen für den Sicherheitsgrad? 3. Die stoßenden Lasten der Lokomotiven sind dauernd erhöht worden, das Eisengewicht des Tragwerks wird dauernd verringert. Das Verhältnis beider Größen ist heute dreimal so ungünstig als vor zwei Jahrzehnten. Folglich muß der Einfluß der dynamischen Einwirkungen auf den Baustoff, die Bauteile und ihre Verbindungsmittel gründlich nachgeprüft werden. Mitteilungen und Gedanken und Anregungen, die bei Ausbildung des St 48 und des St Si auf Grund der Dresdner Versuche gesammelt wurden, bilden den Inhalt dieses Berichtes.

I. Sicherheit hinsichtlich der Anstrengung oder der Verformung. Maßgebend ist im Eisenbau in der Regel die Anstrengung, also der Eintritt des Fließens oder des Brechens und nur in Ausnahmefällen die Forderung, daß die Bauteile ihre Form nicht mehr als zulässig ändern dürfen, z. B. bei der federnden Durchbiegung von Hängebrücken. Den Sicherheitsgrad der Niete z. B. bestimmt die bleibende Verformung durch den Lochleibungsdruck σ_l. Die vom Verfasser angeregten Versuche der Reichsbahn in Dresden, Karlsruhe und München (s. Bericht Dr. Findeisen) führten bisher zu dem Ergebnis, daß $\sigma_l = 2{,}0\,\sigma_{zul}$ anstatt $2{,}5\,\sigma_{zul}$ nach Ansicht des Berichterstatters gewählt werden sollte.

II. Der Zugversuch als Grundlage für den Sicherheitsgrad. a) Die Lastverlängerungslinie (P-Δl-Linie) und die Spannungsdehnungslinie (σ-δ-Linie). Ihre Unzulänglichkeiten und ihre Grenzlagen (Gleichgewichtsversuch und Stoßversuch). Die drei Grenzen oder Bereiche. Proportionalitäts-, plastischer und Verfestigungs-Bereich beim Zugversuch, die entsprechenden beiden Grenzen beim Druckversuch. — b) Der Gleichgewichtsversuch (Abb. 8). Definition der P-Grenze durch die bleibende Dehnung $\eta_P = {}^1/_{30}\,{}^0/_{00}$ und der Quetschgrenze (Fließgrenze) durch $\eta_a = {}^2/_3\,{}^0/_{00}$. Der elastische Anteil bleibt $\varepsilon = \sigma : E$ (Brikssches Gesetz). Das Formänderungsgesetz im plastischen Bereich $\delta = \varepsilon + \eta = \frac{\sigma}{E} + f(\sigma - \sigma_P)$. Das Elastizitätsmaß $E = \sigma : \delta$ und jenseits der P-Grenze $E_\sigma = \operatorname{tg} \alpha_\sigma$, als Neigung der Tangente an die Spannungsdehnungslinie. Je näher die P-Grenze beim Vergleich verschiedener Baustoffe an die Streckgrenze σ_S heranrückt, desto größer ist der vom Konstrukteur auszunutzende Bereich, um so wertvoller ist der Baustoff. Anderseits darf aber die Streckgrenze nicht zu dicht an die Bruchspannung herankommen. Es muß sein $\sigma_S : \sigma_B \leq 0{,}70$, damit die Reserve des Verfestigungsbereiches nicht verlorengeht.

III. Der Biege- und Schlagversuch zur Beurteilung der Formänderungsfähigkeit gestattet, Versuchsgeschwindigkeit, Größe der Querdehnung und Körpertemperatur zu variieren. Kerbwirkung ist der Einfluß einer Querschnittsveränderung eines Stabes, durch den die Querdehnung behindert wird. Man unterscheidet Trennungsbruch, der vermieden werden soll, und Verfestigungsbruch, der anzustreben ist und entweder ein Formänderungsbruch (beim Stahl) oder ein Gleitungsbruch (beim Beton) sein kann. Die Poissonzahl m kennzeichnet diese Gruppen. Für den Sicherheitsgrad der Baukörper ist der Betrag der Formänderungsarbeit maßgebend, den sie bis zum Bruch in der Raumeinheit aufzuspeichern vermögen. Sie kann als bezogene Formänderungsarbeit $A = \int \sigma \, d\delta$ aus der Spannungsdehnungslinie berechnet werden. Formänderungsfähigkeit oder Zähigkeit. Erklärung des Verfestigungsvorganges auf Grund der Versuche von W. Schwinning, Dresden. Dieses Formänderungsvermögen bis zum Bruch ist für St 37, St 48 und St Si bei unseren Versuchen zu $A_B = 675$, 760 und 925 kg/cm² gefunden worden, so daß Si-Stahl dem St 37 um 14 % überlegen ist.

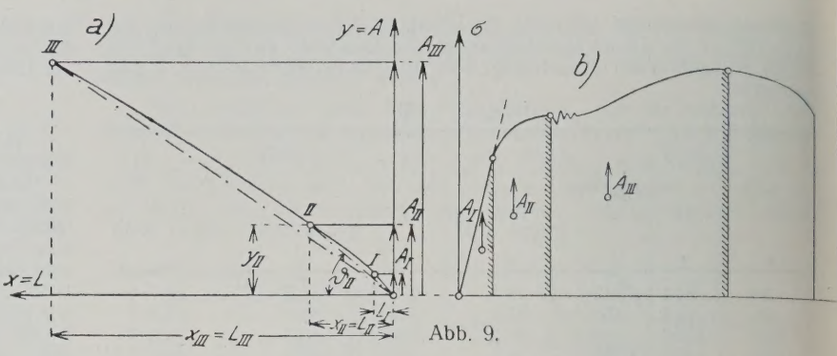
IV. Der Sicherheitsgrad bei ruhender Belastung. Der Vergleich der Spannungen (Spannungsmaßstab) wird trotz mancher Unzulänglichkeit für den praktischen Gebrauch immer beibehalten bleiben. Die P-Grenze hat nur für die Festlegung der zulässigen Spannungen in den Vorschriften Bedeutung. Die Bruchspannung ist heute nicht mehr für die Sicherheit maßgebend, sondern nur noch die Streckgrenze. Der Vergleich der Dehnungen (Dehnungsmaßstab) wird künftig für die Beurteilung der bleibenden Dehnung bei statischen unbestimmten Grundformen Bedeutung gewinnen. Der Vergleich der bezogenen Formänderungsarbeit (Energiemaßstab) ist für alle wissenschaftlichen Betrachtungen

grundlegend. Er bietet ferner den Vorteil, das elastische Potential nach der Elastizitätslehre für jeden beliebigen Spannungszustand, insbesondere unter Berücksichtigung der Schubspannungen, berechnen und mit der durch Versuche gefundenen Ladung an der Streckgrenze vergleichen zu können.

V. Der Sicherheitsgrad beim Knicken ist bekanntlich durch unsere deutschen Bestimmungen festgelegt (σ_k-λ-Linie). Zur Vereinfachung wäre ein gleichbleibender Sicherheitsgrad, z. B. $\gamma = 2{,}5$ und eine scharfe Erfassung des außermittigen Kraftangriffes erwünscht.

VI. Der Sicherheitsgrad bei häufig wechselnder Belastung. Der Einfluß der Zeit T läßt sich durch die Zeitdehnungslinie darstellen, wie sie unsere Brückenmeßgeräte aufzeichnen. Sie bietet ein Mittel, um z. B. die Gesetze von Wöhler und Bauschinger zu beschreiben. Die Darstellung von F. Bleich gibt eine klare Anschauung der Erkenntnisse dieser Forscher, die dringend erweitert und vertieft werden müssen. Nach Bauschinger scheint die Ursprungsfestigkeit mit der Streckgrenze und die Schwingungsfestigkeit mit der P-Grenze zusammenzufallen. Die Arbeitsfestigkeit gibt die Grundlage zur Bemessung unserer Wechselstäbe. Die statischen Erkenntnisse von M. Grüning führen zu einer milderen Beurteilung der statisch unbestimmten Grundformen, insbesondere hinsichtlich des Einflusses der Stützensenkung und der Wärmespannung. Die gleichen Grundsätze gelten für das Kontinuum, was im Eisenbetonbau längst bekannt ist. Der Spannungsausgleich im Augenblicke des Fließens auf Grund der Erkenntnisse der Plastikodynamik (nach v. Mises) vervollständigt das Gesamtbild des Fließvorganges. Bestätigung durch neuere Dresdner Versuche.

VII. Die Arbeitsleistungslinie. Die Beschreibung derartiger Versuchsvorgänge erfordert ein vereinfachtes Darstellungsverfahren nach Vorschlag des Verfassers durch die Arbeitsleistungslinie (Abb. 9). Aus dem Energieumwandlungsgesetz (hier der Spannungsdehnungslinie) wird die Arbeitsgröße A ermittelt und durch Division mit der Zeit T die Leistung L. Wird $y = A$ und $x = L$ aufgetragen, so ist $L = A : T$, also $T = A : L = y : x = \operatorname{tg} \vartheta$. Am Beispiel der Versuche von W. Schwinning wird dieses Arbeitsleistungsdiagramm erläutert. Die Grenzlinie mit den Ordinaten y entspricht dem durch Versuche gefundenen Bruchzustande und eine Linie mit den reduzierten Ordinaten $(y : \nu)$ dem zulässigen Zustande.



Der Berichterstatter fügte noch folgende drei Leitsätze an:

1. Bei rein statischer Belastung und bei normaler Querschnittsausbildung der Stäbe (ohne Behinderung der Querdehnung, also ohne Kerbwirkung) ist unser übliches Verfahren des Spannungsmaßstabes zur Bemessung des Sicherheitsgrades ausreichend, ebenso auch die Höhe der heute zulässigen Beanspruchung, z. B. bei Siliziumstahl im Eisenbrückenbau $\sigma_{zul} = 2100$ kg/cm² bei 3600 kg/cm² Mindest-Streckgrenze.
2. Bei statisch unbestimmten Systemen besteht die Hoffnung, später einmal auch den plastischen Bereich (zwischen P-Grenze und Streckgrenze) auszunutzen. Künftige Versuche müssen zeigen, ob auf Grund der Gesetze von Wöhler und Bauschinger oder neuer Erkenntnisse etwa ein Dehnungsmaßstab mit einer zulässigen bleibenden Dehnung für statisch unbestimmte Grundformen vorgeschrieben werden kann.
3. Bei dynamischer Beanspruchung muß die Zeit berücksichtigt werden. Die gemessenen Größen sind Weg und Zeit. Sie werden durch die Zeit-Dehnungslinie dargestellt. Auch Arbeit und Leistung kommen als Kennziffern in Betracht, die durch das Arbeitsleistungs-Diagramm darzustellen sind. Künftige Versuche müssen lehren, welche Grenzen hierbei einzuhalten sind.

Mit diesen drei Leitsätzen können die Probleme des Statikers, des Plastikers und des Dynamikers gekennzeichnet werden.

(Schluß folgt.)

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 10. November ausgegebene Heft 21 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr.-Ing. H. Delius: Die städtebauliche Bedeutung des Tempelhofer Westfeldes. — Professor E. Fader: Die Gagfah-Siedlung Fischtalgrund, Berlin-Zehlendorf.

Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbauverbandes anläßlich der 24. Hauptversammlung am 19. Oktober 1928[1]) in Darmstadt (Technische Hochschule). Am Schlusse seiner Begrüßungsansprache gab der Rektor Prof. Dr. Rau die Verleihung der Würde eines Dr.-Ing. ehr. von seiten der Ingenieur-Abteilung Darmstadt an Herrn Baurat Dr.-Ing. Bohny kund, in Anerkennung seiner großen Verdienste um die Entwicklung des neuzeitlichen Eisenbrückenbaues.

1. Vortrag von Direktor Dr. Oelert, Berlin, „Zur wirtschaftlichen Lage". Er behandelte kurz die wirtschaftlichen Zustände in der Stahlbauindustrie und nahm dann zu wichtigen wirtschaftlichen Tagesfragen Stellung. Von der Reichsbahn-Tariferhöhung befürchtet er schwere wirtschaftliche Schädigungen. Er verweist darauf, daß jede Tariferhöhung so lange ein untaugliches Mittel bleiben wird, als nicht die Reichsbahn von der ihr jetzt aufgebürdeten Reparationslast befreit ist. Besonders zu denken geben die Hinweise des Redners auf die Tariferleichterungen, die in den wichtigsten Konkurrenzländern (Frankreich und England) für die Stahlindustrie geschaffen werden. Mit warmen Worten trat Dr. Oelert für eine Zusammenarbeit zwischen Bestellern und Lieferern, als einem aufeinander angewiesenen Interessentenkreise, ein. Anschließend daran wurde das Kartellproblem sowie das Eindringen der öffentlichen Hand in die Privatwirtschaft erörtert und schließlich nach Behandlung der Reparationsfrage noch auf die jetzt in Gang kommenden Auseinandersetzungen zwischen Unternehmertum und Arbeiterschaft eingegangen. Wirtschaftlich nicht begründeten und nicht durchzuführenden Forderungen muß endlich einmal ein unbeugsamer Widerstand entgegengestellt werden, um auf diesem Wege schließlich doch zu einer Verständigung mit dem großen Teil der noch immer gesund denkenden Arbeiterschaft und damit zu ihrer Befriedigung zu gelangen.

2. Vortrag von Direktor Dr.-Ing. Schulz, Dortmund, über „Rostschutz und schwerrostende Stähle". Nach einem Hinweis auf die Bedeutung des Rostschutzes im Stahlbau, auf die für den Rostvorgang bedeutsamen Einflüsse, sowie auf die Möglichkeit des Hintanhaltens des Rostens durch konstruktive Maßregeln wurden die wesentlichen Mittel zum Rostschutz besprochen, erstens rostschützende Überzüge und zweitens die Benutzung besonders legierter Stahlsorten, der schwerrostenden Stähle. Bei rostschützenden Überzügen in Form von Farbanstrichen ist nicht nur die Auswahl einer guten Farbe wesentlich, von größtem Einfluß ist auch das richtige Aufbringen des Anstrichs und seine gute Unterhaltung im fertigen Bauwerk. Von rostschützenden Überzügen mit Metallen von größerem Korrosionswiderstand als Stahl kommen für Stahlbauwerke in Betracht das Verzinken und das Verbleien.

Im Gegensatze zu den säurefesten, überhaupt nicht rostenden Stählen, die infolge ihres hohen Gehaltes an teuren Zusatzmetallen für Stahlbauwerke zu kostspielig sind, handelt es sich bei den schwerrostenden Stählen um solche, die zwar auch dem Rostvorgang unterliegen, bei denen aber der Rostvorgang erheblich langsamer vor sich geht, als bei gewöhnlichem Stahl. Erreicht wird dies auf zwei grundsätzlich verschiedenen Wegen. Im Armco-Eisen besitzen wir einen Stahl, der infolge seiner außerordentlich großen Reinheit an Beimengungen schwer rostet — die große Reinheit bedingt aber zugleich eine geringe Festigkeit, Armco-Eisen ist weicher als St 37. Als zweiter Weg kommt ein geringer Kupferzusatz zum Stahl — meist etwa 0,25 % — in Frage. Kupfer-Stahl rostet, wie ausgedehnte Versuche bewiesen, an der Luft weit weniger als kupferfreier Stahl, ohne daß der Kupferzusatz, soweit es sich bis jetzt übersehen läßt, irgendwelche Nachteile nach anderer Richtung im Gefolge gehabt hätte. Neuerdings ist es auch gelungen, hochwertige Baustähle mit mehr als 36 kg/mm² Streckgrenze in Form von schwerrostenden Kupfer-Stählen herzustellen.

3. Vortrag von Direktor Dr.-Ing. ehr. Erlinghagen, Rheinhausen, über „Die Arbeiten des Deutschen Normenausschusses und ihre Zusammenhänge mit dem deutschen Stahlbau".

Die ersten Anfänge der Gründung des Deutschen Normenausschusses liegen etwa 14 Jahre zurück. Der Krieg überraschte die Anfänge der Normungsarbeit. Die Notwendigkeit der Normung machte sich aber im Jahre 1917 bei der Not, den Heeresbedarf zu beschaffen, dringend bemerkbar. Der Deutsche Normenausschuß wurde 1917 gegründet. In langwieriger Arbeit sind bis zum September d. J. etwa 2800 Normenblätter entstanden, 800 weitere Normenblätter sind im Entwurf fertig.

Im deutschen Stahlbau ist die Normung noch nicht sehr weit fortgeschritten. Es bestehen Normenblätter für Lieferungsbedingungen, technische Vorschriften auf dem Gebiete des Werkstoffes und für die konstruktive Durchbildung von Einzelheiten. Diese Normen müßten noch weiter ausgedehnt werden. Auch an der Normung, soweit sie für den Betrieb der Werkstätte und Baustelle erforderlich ist, fehlt noch manches. Der Redner schlägt die Gründung eines Fachnormenausschusses für Stahlbau vor und regt an, daß auch die Deutsche Reichsbahn, die ihrerseits auf dem Gebiete der einheitlichen Vorschriften für die Ausführung von Stahlbrücken vieles getan hat, diese Vorschriften gemeinsam mit dem Deutschen Normenausschuß zu Normenblättern ausarbeiten möge. Durch

[1]) S. „Die Bautechnik" 1928, Heft 43. — In der Hauptversammlung wurde beschlossen, den Verband von nun an „Deutschen Stahlbau-Verband" zu nennen.

eine Verbreitung dieser Normen auch im Auslande würde verhindert, daß der deutschen Industrie z. B. aus den großen Ländern Südamerikas englische oder amerikanische Bedingungen vorgeschrieben werden. Diese Länder würden sich allmählich daran gewöhnen, für die in Deutschland erzeugten Konstruktionen deutsche Bedingungen anzuerkennen. Herr Dr. Erlinghagen schloß seinen für das Vorwärtsschreiten des Normungsgedankens in den Kreisen des deutschen Stahlbaues hoffentlich erfolgreichen Vortrag mit einigen allgemeinen Bemerkungen über die psychologischen Grundlagen des Erfolges unseres menschlichen Schaffens.

4. Vortrag von Oberbaudirektor Leo, Hamburg, an Hand eines Filmes über „Den Umbau der Straßenbrücke über die Norderelbe bei Hamburg".

Die in drei je 100 m weiten Öffnungen den Strom überspannende alte, nur zweispurige Brücke reichte für den stark angewachsenen Verkehr nicht mehr aus. Aus Sparsamkeitsgründen konnte nicht, wie zuerst beabsichtigt, die ganze Brückenanlage neu gebaut werden. Es wurde daher neben der alten eine neue Brücke angeordnet. Jede der beiden Brücken nimmt den Verkehr in nur einer Richtung auf. So wurde mit verhältnismäßig geringen Kosten eine mehr als dreifache Steigerung der verkehrstechnischen Leistungsfähigkeit erreicht. Zur Erzielung einer harmonischen Gesamtwirkung lehnt sich die Gestaltung der neuen Brücke im Gesamtentwurf eng an die vorhandene an.

Die Montierung der Brücke geschah so, daß sämtliche drei je 900 t schweren Brückenüberbauten auf dem festen Lande zusammengebaut, auf große Schiffsgerüste hinübergerollt und unter Benutzung von Ebbe und Flut eingeschwommen wurden. Durch die sorgfältige Vorbereitung wurde die Sperrung des Elbstromes für den Schiffsverkehr auf nur eine Stunde beschränkt.

Eine ausführliche Abhandlung über die Brücke wird demnächst in der „Bautechnik" erscheinen.

5. Vortrag von Direktor Schmuckler, Berlin, über die „Vorzüge des Stahlbaues unter besonderer Berücksichtigung des Skelettbaues".

Nach einem kurzen geschichtlichen Überblick über die Entwicklung des Stahlbaues werden seine hauptsächlichsten Anwendungsgebiete gezeigt. Gegen die öfters vertretene Ansicht, als sei der Stahlbau gegenüber dem Eisenbetonbau unter bestimmten Voraussetzungen von vornherein im Nachteil, sowie gegen die Auffassung mancher Architekten, daß der Stahlbau ästhetisch gegenüber dem Eisenbetonbau zurückstehe, wurde vom Redner Stellung genommen und die Notwendigkeit erörtert, für bessere Aufklärung über den Stahlbau zu sorgen. Dann wurden Anregungen gegeben, auf welchem Wege die Stahlbauweise verbessert und verbilligt werden kann, um ihre Wirtschaftlichkeit und Wettbewerbfähigkeit noch zu erhöhen. Auf die Vorzüge und Vorteile des Stahlbaues wurde an Hand von Lichtbildern über ausgeführte, mustergültige Bauwerke aus dem Gebiete des Hallenbaues, des Bureau- und Geschäftshausbaues, der Aufstockungen und des Hochhausbaues hingewiesen. Zahlreiche Abbildungen aus dem neuesten Gebiete des Stahlbaues, dem Stahlskelett-Wohnungsbau, und die Erörterung der mit diesem verbundenen großen Vorteile weisen auf einen möglichen Weg zur schnelleren Bekämpfung der Wohnungsnot.

6. Vortrag von Direktor Dr. Ostern, Hannover, über „Stahlbau und Berufsgenossenschaften". Er legte dar, wie die Berufsgenossenschaften 1885 von Bismarck als Selbstverwaltungsorgane der Industrie für die Unfallversicherung geschaffen wurden und wie in ihnen Unfallverhütung und Unfallentschädigung sinnreich verknüpft wurden, um den die Unfallentschädigungen zahlenden Unternehmer auch finanziell an möglichster Verhütung der Unfälle in seinem Betriebe zu interessieren. Er zeigte sodann, wie durch das Umlageverfahren eine Thesaurierung von Mitteln, wie sie in anderen Sozialversicherungszweigen geschieht, vermieden wird. Hauptsächlich ging er auf die Bildung des Gefahrtarifs ein, von dem die Höhe der Beiträge für das einzelne Unternehmen abhängt. Die Gefahrziffer für den einzelnen Gewerbezweig ergibt sich durch Beobachtung längerer Zeiträume selbsttätig aus der Gegenüberstellung von Löhnen und Unfallentschädigungen. Bei der Abgrenzung und Begriffsbestimmung der einzelnen Gewerbezweige hat die Berufsgenossenschaft die Möglichkeit eigener Betätigung. Eine gewisse Vereinheitlichung der Gefahrtarife der verschiedenen im ganzen Deutschen Reiche für den Eisenbau in Betracht kommenden Berufsgenossenschaften soll versucht werden. M.-L.

Vom Deutschen Binnenschiffahrtstag 1928 in Königsberg i. Pr. In der geschlossenen Mitgliederversammlung des Zentral-Vereins für deutsche Binnenschiffahrt e. V. am 31. August sprach im Rahmen des Geschäftsberichtes für das Jahr 1927/28 der Hauptgeschäftsführer, Syndikus Erich Schreiber, Berlin, über „Verkehrsprobleme der Gegenwart". Die am 1. August 1927 in Kraft getretene Tarifreform der Reichsbahn habe die am Binnenschiffahrtverkehr interessierten Wirtschaftskreise schwer enttäuscht. Eine erneute Verschlechterung der Wettbewerbsverhältnisse aber drohe der deutschen Binnenschiffahrt durch die bevorstehende Tariferhöhung, die für die Binnenschiffahrt eine weitere erhebliche Verteuerung der Anund Ablauffrachten bringen wird.

Was die Organisation der Wasserstraßenverwaltung anbelangt, so verkenne die Binnenschiffahrt nicht die Schwierigkeiten, die das Reichsverkehrsministerium hierbei zu überwinden habe. Die Binnenschiffahrt fordert, daß dem Reichsverkehrsministerium die Mittel zur Verfügung gestellt werden, die zum organisatorischen Ausbau notwendig sind, um eine erfolgreiche und planmäßige Verkehrspolitik überhaupt erst zu ermöglichen. Das Hauptübel in der Organisation unserer verkehrspolitischen Führung ist die ebenso den Bedürfnissen des Verkehrs wie den staatspolitischen Notwendigkeiten hohnsprechende Verzögerung des Aufbaues der reichseigenen Wasserstraßenverwaltung in der mittleren und unteren Instanz. Noch im zehnten Jahre der Verfassung des Deutschen Reiches, die Eigentum und Verwaltung der Wasserstraßen in die Hände des Reiches legte, finde man einen Wirrwarr in der Wasserstraßenverwaltung, der die Erinnerung an längst vergessene Zeiten deutscher Kleinstaaterei wachrufe. Die deutsche Binnenschiffahrt hat das Vertrauen in den neuen Reichstag, daß er diesem unhaltbaren Zustande ein Ende bereitet.

In der darauffolgenden öffentlichen Tagung des Deutschen Binnenschiffahrttages überbrachte Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs, Berlin, die Wünsche der Reichsregierung für den Verlauf des Binnenschiffahrttages. Im Namen der Preußischen Staatsregierung, des Oberpräsidenten der Provinz Ostpreußen und der übrigen Staatsbehörden der Provinz sprach darauf Vizepräsident Dr. Herbst, Königsberg i. Pr.

Stadtbaurat Dr.-Ing. ehr. Kutschke, Königsberg i. Pr., begrüßte die Teilnehmer des Deutschen Binnenschiffahrttages im Namen des Magistrats und der Industrie- und Handelskammer Königsberg i. Pr., Prof. Dr.-Ing. Winkel, Danzig, sprach im Namen der technisch-wissenschaftlichen Verbände, insbesondere für den Deutschen Wasserwirtschafts- und Wasserkraftverband, Geh. und Oberregierungsrat van Riesen für die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Postrat Hoffleit übermittelte die Grüße des Reichspostministers und der Oberpostdirektion Königsberg, Universitätsprofessor Dr. Nottarp, Königsberg, sprach im Namen des Rektors der dortigen Universität.

Alsdann sprach Ministerialdirektor Dr.-Ing. ehr. Gährs über den „Stand der Bauarbeiten an den deutschen Wasserstraßen". Zur Erhaltung der Wettbewerbsfähigkeit der an ihnen gelegenen Seehäfen wurden die Seewasserstraßen in den letzten vier Jahren ganz erheblich ausgebaut und verbessert. So wurde der Königsberger Seekanal um 1,5 m vertieft unter gleichzeitiger wesentlicher Verbreiterung und Anlage einer Befeuerung, das Fahrwasser nach Elbing wird auf 4 m Nutztiefe gebracht, die Schiffahrtstraße Swinemünde—Stettin wird so weit vertieft und begradigt, daß in Zukunft bei jedem Wasserstande das Regelfrachtschiff des Weltverkehrs mit 8000 t Ladefähigkeit und etwa 8 m Tiefgang nach Stettin gelangen kann; auf der Unterelbe werden schwierige Regulierungsarbeiten bei der Ostebank und bei Pagensand ausgeführt, um die planmäßige Solltiefe sicher erhalten zu können, das Fahrwasser der Außenweser ist erheblich verbessert unter Verlegung von dem Wurster in den Fedderwarder Arm, die Unterweser wird für den Verkehr von 8000-t-Schiffen bis Bremen-Stadt ausgebaut, und endlich hat auch die Unterems durch Begradigungen und Fahrwasserverlegungen Verbesserungen erfahren, der noch Regulierungsarbeiten folgen werden.

Von wichtigen Arbeiten an den Binnenwasserstraßen sind zu nennen in Ostpreußen die Regulierung der Krummen Gilge und die Teilkanalisierung des Oberpregels zum Wiederanschluß Insterburgs an das Wasserstraßennetz, während der Bau des Masurischen Kanals aus Geldmangel vorläufig eingestellt werden mußte.

An der Oder bereitet die Strecke unterhalb Breslau bis zur Warthemündung der Schiffahrt stets besondere Schwierigkeiten, zu deren Behebung seit 1924 an deren Ausbau, der auf 55 Mill. R.-M. veranschlagt ist, gearbeitet wird. Die gleiche Bausumme erfordert das Staubecken bei Ottmachau, das kürzlich in Angriff genommen wurde und das Zuschußwasser zur weiteren Erhöhung der Fahrwassertiefe liefern soll. Im Gebiete der Märkischen Wasserstraßen sind besonders hervorzuheben die Herstellung neuer Abstiegbauwerke für den Oder-Spree-Kanal bei Fürstenberg als Doppelschleuse und für den Hohenzollernkanal Berlin—Stettin bei Niederfinow als Schiffshebewerk mit 36 m Hubhöhe.

An den Flußläufen der Elbe, der Weser und des Rheins werden zahlreiche Ausbauten ausgeführt zur Verbesserung örtlicher Fehlstellen, während durchgreifende größere Arbeiten noch nicht in Angriff genommen werden konnten. Dagegen sind die Kanalbauten namentlich durch das Arbeitsbeschaffungsprogramm wesentlich gefördert worden. Der Mittellandkanal ist bis Peine und Hildesheim in Betrieb genommen, an der Schlußstrecke bis zur Elbe ebenso an seiner östlichen Fortsetzung (Ausbau des Ihle-Plauer Kanals) wird überall gearbeitet. Der Küstenkanal ist auf seiner Reststrecke von der preußisch-oldenburgischen Landesgrenze bis zur Ems in Angriff genommen. Der Kanal Wesel—Datteln nähert sich seiner Vollendung und wird im Laufe des Jahres 1929 in Betrieb genommen werden können. Die früher unvollständig gebliebene Kanalisierung der Lahn ist durchgeführt, so daß dieser Fluß jetzt bis Limburg für kleine Fahrzeuge schiffbar ist, am Main unterhalb Frankfurt ist eine Umkanalisierung unter Zusammenlegung von vier Staustufen auf zwei geplant.

Der Ausbau des Neckar für 1200-t-Schiffe ist bis Heidelberg fertig und wird nach stromaufwärts planmäßig fortgesetzt. An der Rhein-Main-Donau-Straße wurde die große Staustufe am Kachlet bei Passau vollendet und die Kanalisierung des Mains zunächst auf der Strecke Aschaffenburg—Würzburg in Angriff genommen.

Regierungspräsident Dr. Budding, Marienwerder, schilderte eindringlich die trostlosen Verhältnisse der westpreußischen Binnenschiffahrt; Westpreußen sei des Danziger Hafens und des gesamten Weichselstromes beraubt worden. Versailler Diktat und polnische Schikanen haben es zuwege gebracht, daß die deutsche Binnenschiffahrt auf die Weichsel ganz verzichten muß. Der Vortragende wies besonders auf den ungeheuren Schaden hin, den Westpreußen durch den Abbruch der Münsterwalder Brücke erleide.

Den zweiten Hauptvortrag hielt der Syndikus des Verbandes Ostpreußischer Industrieller e. V., Dr. Bock, Königsberg, über „Die Bedeutung der ostpreußischen Binnenschiffahrt, insbesondere für die Holzwirtschaft".

Über die „Verkehrsverhältnisse Oberschlesiens", insbesondere über die Pläne der Studiengesellschaft für die Ermittlung der wirtschaftlichsten Verkehrswege des deutsch-oberschlesischen Industriegebietes berichtete schließlich Dr. Schaffrath (Oberschlesischer Berg- und Hüttenmännischer Verein). Die Tarifpolitik der Deutschen Reichsbahn habe den Sonderverhältnissen des deutsch-oberschlesischen Reviers nicht Rechnung getragen. Die Deutsche Reichsbahn scheue im Gegenteil nicht vor Tarifmaßnahmen zurück, die zu Verschiebungen der oberschlesischen Wettbewerbsverhältnisse zugunsten anderer Reviere führen müßten. Eine weitere Verschärfung des Wettbewerbs habe der Großschiffahrtweg Stettin—Berlin zuungunsten Oberschlesiens gebracht. Die deutsch-oberschlesische Industrie sehe deshalb der Inbetriebnahme der Seeschiffahrtstraße Stettin—Swinemünde für 8000-t-Schiffe und der Fertigstellung des Mittellandkanals mit großer Sorge entgegen. Unter den notwendigen Ausgleichmaßnahmen für Oberschlesien stehe an erster Stelle eine ausschließlich der deutsch-oberschlesischen Montanindustrie zukommende Verbindung zwischen dem Revier und der Oder, die privatwirtschaftlich betrieben und auf diese Weise Polnisch-Oberschlesien nicht zur Verfügung gestellt werden müsse. Voraussetzung hierfür aber sei der Ausbau des Oderweges und des Oder-Spree-Kanals zu einer leistungsfähigen Wasserstraße für 1000-t-Kähne.

Diese Ausführungen wurden von Regierungsbaumeister a. D. Dr.-Ing. Mast, Gleiwitz, nach der technischen Seite hin ergänzt. Das schwierigste Problem sieht der Vortragende in der Aufgabe des Ausbaues der Oder zum Großschiffahrtweg. Der Ausbau der Oderwasserstraße müsse so gestaltet werden, daß ebenso große Schiffsgefäße auf ihr verkehren könnten wie auf dem Mittellandkanal. Das bedeute die Forderung für die nächste Zeit: Schleppzugschleusen für 1000-t-Kähne und Ausbau der Oder unterhalb Ransern für diesen Typ. Zu beseitigen sei dabei vor allem die Beeinträchtigung der Schiffbarkeit durch NW. Unter den obwaltenden Verhältnissen helfe dagegen weder Regulierung noch Kanalisierung; es gäbe nur ein Hilfsmittel: das Zuschußwasser während der Wasserklemme. Jeder Tag Stilliegens der Schiffahrt zwinge die Industrie, ihre Kohlen bis Berlin auf der Reichsbahn zu versenden, was einen Mehraufwand von rd. 5 R.-M. je t für die oberschlesische Kohle bedinge. 18 Hochwasserschutzbecken mit 112 Mill. m³ Inhalt seien für die Beschaffung von Zuschußwasser zwar schon erbaut. Da die wichtigsten dieser Becken aber größtenteils im Gebiete des Bober liegen, so könnten sie für die ungünstige Stelle Breslau—Crossen nicht nutzbar gemacht werden. Als Orte für den Ausbau von weiteren Zuschußwasserbecken kämen nur noch Ottmachau an der Glatzer Neiße, Krappitz a. d. Oder und Borganie an der Weistritz in Frage, außerdem die Sandgewinnungsstellen bei Sersno und Dziergowitz. Das Ottmachauer Staubecken sei in Angriff genommen und dürfte in fünf Jahren erstellt sein. Der alte Plan der Krappitzer Talsperre werde neuerdings in Würdigung und Anerkennung der gegen den Plan früher angeführten Gründe untersucht. Zur Förderung der Wirtschaft des Odergebietes sei eine zusammengefaßte Wasserwirtschaft erforderlich, von der an der Oder bislang kaum die ersten Anzeichen vorhanden seien. Eine planmäßige, alle Speicherungsmöglichkeiten erfassende Wasserwirtschaft müsse den Träger der Gesamtanlage bilden.

Ein- oder zweigeschossige Umschlagschuppen im Hamburger Hafen. Ein wesentlicher Umstand zur Erzielung schneller Be- und Entladezeiten in den Seehäfen ist die richtige Ausbildung der den Umschlag vermittelnden Kaischuppen. Während sich im Auslande, aber auch in deutschen Häfen, zahlreich mehrgeschossige Schuppen finden, zeigt der größte deutsche Hafen Hamburg in der Hauptsache eingeschossige Ausführungen (Abb. 1). In Anbetracht des starken Ausdehnungsbestrebens der

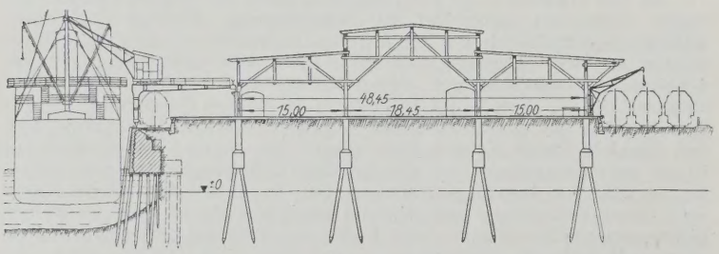


Abb. 1.

Hamburger Hafenanlagen mit der bekannten Gefahr einer nachteiligen Dezentralisation ihres Betriebes liegt es nahe, zu prüfen, ob nicht auch in Hamburg der zweistöckige Umschlagschuppen wirtschaftlicher ist und seine Einführung eine bessere Ausnutzung der vorhandenen Hafenbecken bringen kann. Dr.-Ing. Hans Brockmann hat Untersuchungen hierüber angestellt.[1])

Auf Grundlage einer Analyse der beim Umschlag- und Speicherbetriebe im Hamburger Hafen vorkommenden typischen Betriebsvorgänge (Abb. 2) wird die Güterumschlagleistung an einstöckigen Schuppen für durchschnittliche Verhältnisse ermittelt, wobei im Betriebe gewonnene statistische Einzelfeststellungen verwendet werden. Diesen Leistungen werden die auf gleicher Grundlage ermittelten Leistungen zweigeschossiger Schuppen gegenübergestellt. Aus dem Vergleich folgt, daß eine wirtschaftliche Ausnutzung der zweigeschossigen Bauweise mit den Grund-

[1]) Von der Technischen Hochschule Hannover genehmigte Dissertation, mitgeteilt im Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft. 9. Bd., 1926, S. 194 bis 225.

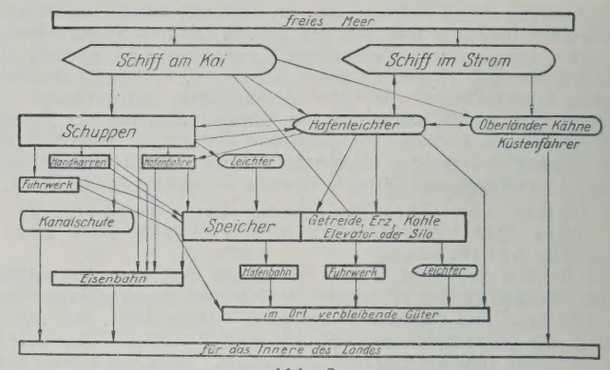


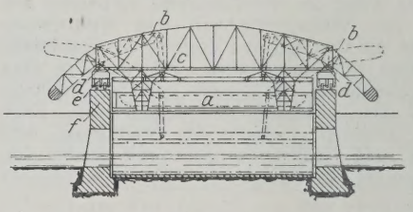
Abb. 2.

rißabmessungen der vorhandenen eingeschossigen im Hamburger Hafen nicht möglich ist, solange die in der Eigenart dieses Hafens begründete und unbedingt beizubehaltende strenge Trennung von Umschlag und Speicherung durchgeführt bleibt. Auch für ältere Schuppen, die die Normalbreite der heutigen Umschlagschuppen vielfach noch nicht aufweisen, ist ein Vorteil von der Aufstockung eines zweiten Geschosses nicht zu erwarten, weil die Ausbaukosten solcher Schuppen zu hoch werden, und weil weitere Stromlöschplätze aus nautischen Gründen nicht geschaffen werden können, ohne die zwei Stockwerke nicht voll ausgenutzt werden könnten. Auch würden sich im Betriebe zweigeschossiger Schuppen bei der Hamburger Umschlagsgeschwindigkeit Schwierigkeiten ergeben, die zu einer Verteuerung des Umschlages führen müßten. So führt die Untersuchung zur Ablehnung der zweigeschossigen Bauweise für den Hamburger Hafen. Eine Ergründung der Vorteile dieser Bauweise in anderen Hafenbetrieben zeigt denn auch, daß hier ausschließlich örtliche Sonderansprüche die Begründung des Bedürfnisses für diese Bauweise geliefert haben. Gr.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Schiffshebewerk mit je paarweise an den beiden Längsseiten des Schiffstroges angreifenden Gegengewichtshebeln. (Kl. 84b, Nr. 448 719 vom 19. 5. 1925, von Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G. in Nürnberg.) Um das Umschleusen des Tauchtroges in einfacherer Weise mittels einer in der Herstellung billigeren Anordnung zu ermöglichen, sind die den Tauchtrog *a* tragenden Gegengewichtshebel *b* auf dem Laufkranträger *c* um in Walzenlagern drehbare Zapfen *d* schwingbar angeordnet. Der Laufkranträger *c* ist mittels der Fahrgestelle *e* auf den die obere und untere Haltung überquerenden Brücken *f* in der Querrichtung verfahrbar. Die Anordnung eignet sich auch für die Trockenförderung und für Floßhebewerke.



Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: Reichsbahnoberrat Roos, Vorstand des R. B. A. Buchloe, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt Augsburg 1, die Reichsbahnräte Elias, bisher beim R. B. A. Königsberg 1, zur R. B. D. Essen, Kapeller, Vorstand des R. B. A. Nördlingen, als Vorstand zum Reichsbahn-Bauamt Aschaffenburg, Künlen, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Böblingen, nach Friedrichshafen zur Bauleitung, und Wunderer, Vorstand des R. B. A. Kaiserslautern 1, als Dezernent zum Zentral-Wohlfahrtsamt bei der Gruppenverwaltung Bayern in Rosenheim sowie der Reichsbahn-Baumeister Leicht, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Beuthen (Oberschl.), zur R. B. D. Oppeln.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Deutschkron, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Beuthen (Oberschl.), zum R. B. A. daselbst und Haßfurter, Vorstand des R. B. A. Nürnberg 3, als Dezernent zur R. B. D. Nürnberg sowie der Reichsbahn-Baumeister Boehm vom Reichsbahn-Neubauamt Breslau 2 zum R. M. A. Hirschberg (Schl.).

In den Ruhestand getreten: Reichsbahnrat Buohl, Vorstand der Verkehrskontrolle 1 bei der R. B. D. Stuttgart.

Gestorben: die Reichsbahnräte Georg Hoffmann, Vorstand des R. B. A. Wetzlar, und Deipser, Vorstand des R. B. A. Bad Salzungen, sowie der Reichsbahnamtmann Ewald Lax, Hauptkassenrendant bei der R. B. D. Kassel.

INHALT: Untergrundbahnbauten in engen und gebrochenen Straßenzügen. — Die Grundwassersenkungsanlage für den Bau der Zwillingsschachtschleuse bei Fürstenberg a. d. O. (Schluß). — Betrachtungen zur Abflußtheorie der Überfallwehre. — Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien (Fortsetzung). — Vermischtes: Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — Wissenschaftliche Tagung des Deutschen Stahlbauverbandes anläßlich der 24. Hauptversammlung. — Vom Deutschen Binnenschiffahrtstag 1928 in Königsberg i. Pr. — Ein- oder zweigeschossige Umschlagschuppen im Hamburger Hafen. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 23. November 1928 | Heft 50

Alle Rechte vorbehalten.

Die Auswechslung des Zugbandes der Stubenrauchbrücke in Berlin.

Von Dipl.-Ing. **Herrfeldt,** o. Assistent a. d. Technischen Hochschule München.

Die in den Jahren 1907 und 1908 erbaute Stubenrauchbrücke, die die Ortschaften Ober- und Niederschöneweide verbindet, besteht aus einem eisernen Überbau von 60 m Stützweite, der als Zweigelenkbogen mit

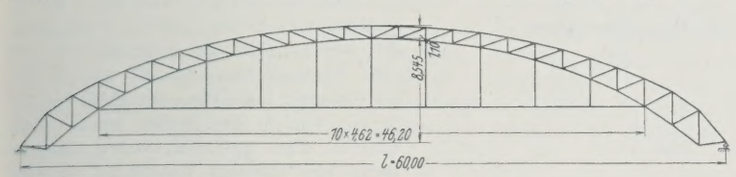


Abb. 1. Systemskizze.

hochgelegenem Zugband ausgeführt ist. An diesen schließen sich zu beiden Seiten Eisenbetongewölbe von je 21,5 m Stützweite an.

Der eiserne Überbau, dessen Systemskizze in Abb. 1 dargestellt ist, besitzt eine bemerkenswerte Anordnung der Lagerpunkte (s. Z. d. V. d. I. 1908, Nr. 49). Da nämlich durch die schweren Seitengewölbe die Strompfeiler einen großen wagerechten Schub aufzunehmen haben, wurden die Lager des eisernen Überbaues, der ja nur lotrechte Stützdrücke überträgt, möglichst auf die Außenseite der Strompfeiler gesetzt, um so durch ihre Auflast dem Bogenschub entgegenzuwirken, was in dieser Hinsicht als durchaus zweckmäßig bezeichnet werden muß.

Sonderbarerweise hat nun der eiserne Überbau im Laufe der Jahre Verformungen erlitten, die weit über das Maß der zu erwartenden durch die Belastung hervorgerufenen Formänderung hinausgehen.

Die im Jahre 1924 an der Brücke vorgenommenen Messungen hatten ergeben, daß sich das Zugband des westlichen Hauptträgers um 4 cm, das des östlichen Hauptträgers um 3 cm verlängert hatte, während die bei der Vermessung herrschende Belastung eine Längenänderung von nicht ganz 1 cm erzeugen durfte. Desgleichen haben sich die Stützweiten der Hauptträger um 12 cm beim westlichen und um 10 cm beim östlichen Hauptträger vergrößert; hier durfte die rechnerisch ermittelte Verlängerung

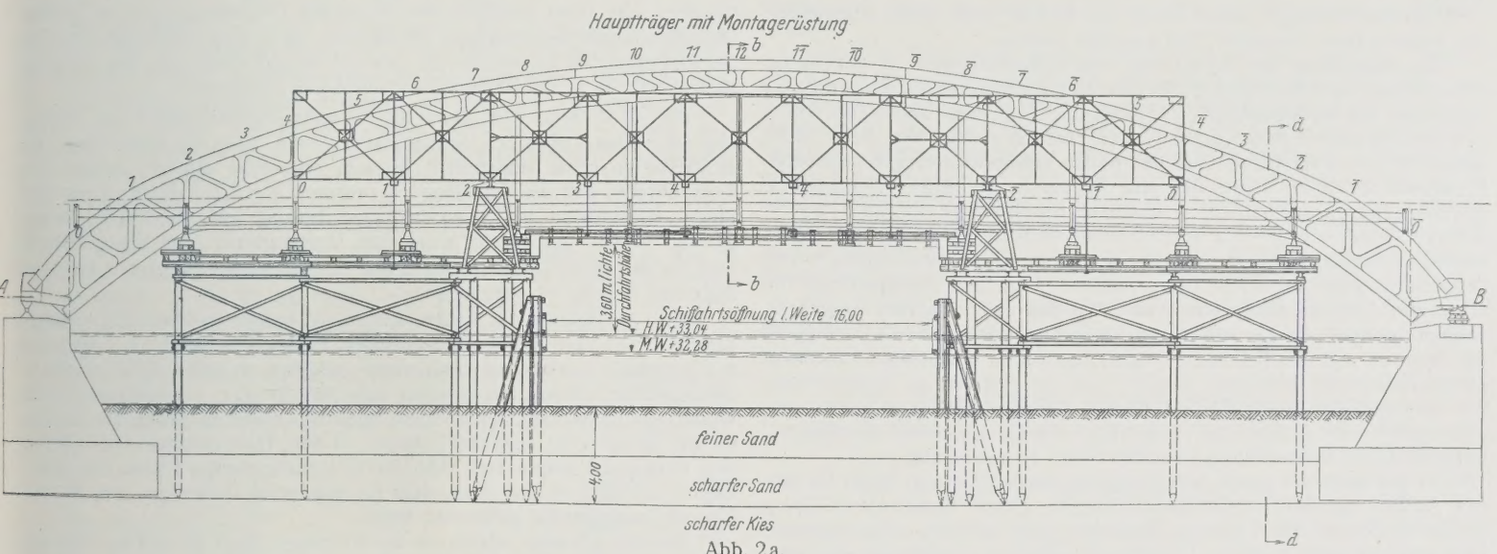


Abb. 2a.

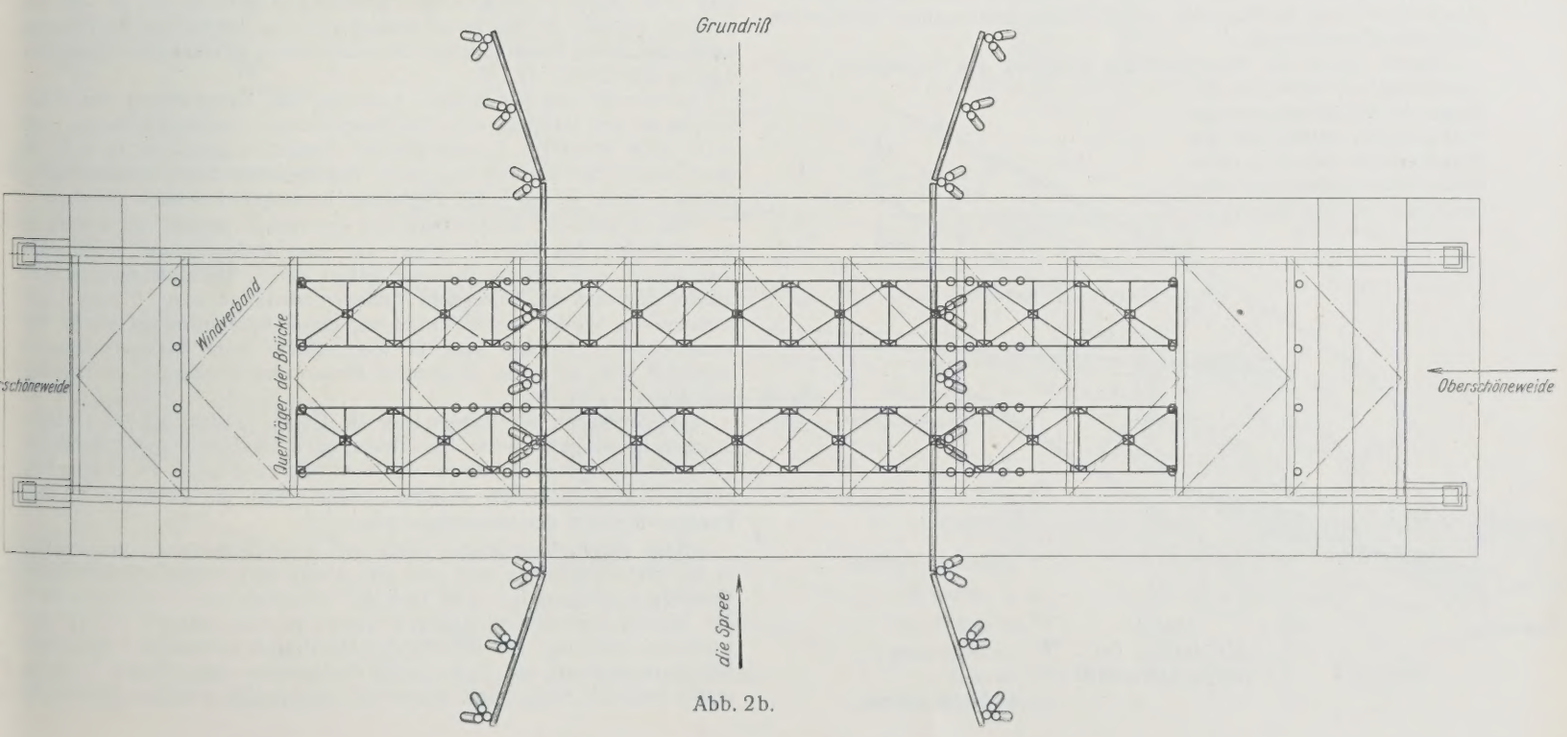


Abb. 2b.

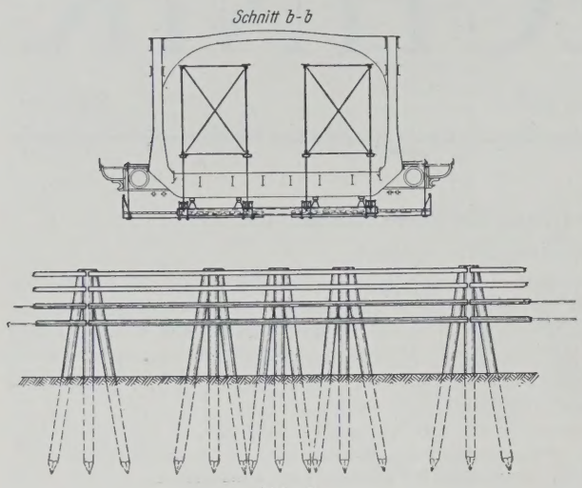


Abb. 2c.

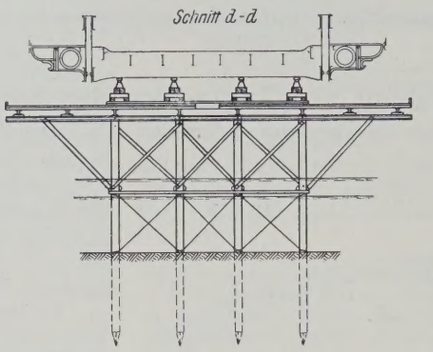


Abb. 2d.

höchstens 4 cm betragen. — Bei der Verlängerung des Zugbandes haben sich die Rollen des beweglichen Auflagers um die genannten Beträge auf ihren Unterlagplatten verschoben, was zur Folge hatte, daß im Mauerwerk der Stromwiderlager Zerstörungen eingetreten sind. Außerdem ist die in der Fahrbahn angeordnete Dehnungsfuge vollkommen ausgeschaltet worden.

Alle diese Mängel sollten durch den Einbau eines neuen Zugbandes aus hochwertigem Baustahl St 48 beseitigt werden.

Die Ausführung der Arbeit war vom Brückenbauamt in der Weise gedacht, daß nach Beseitigung der ohnedies erneuerungsbedürftigen Fahrbahndecke ein behelfsmäßiges Zugband eingebaut, und dieses mit Hilfe von Druckwasser-Pressen zunächst auf eine Spannung von 276 t (entsprechend dem wagerechten Zug des reinen Stahlgewichtes) gebracht wird. In diesem Zustande sollte das alte Zugband, das dann spannungslos geworden wäre, durchschnitten und das behelfmäßige Zugband weiter gespannt werden, wobei die Verschiebung am beweglichen Auflager hätte beobachtet werden müssen. Wäre es gelungen, mit verhältnismäßig wenig Zusatzkraft (über die 276 t hinaus) den beweglichen Auflagerkörper in seine alte Lage zurückzuziehen, so hätte das neue Zugband eingebaut werden können. Es lag jedoch die Vermutung nahe, daß die Steifigkeit des Systems und die Reibung an den Lagern eine bedeutende Erhöhung dieser Zusatzkraft erfordern würden, um die gewünschte Verschiebung des beweglichen Lagers herbeizuführen. Man beabsichtigte daher, an allen gefährdeten Teilen des Hauptträgers Spannungsmesser einzubauen, um eine Überbeanspruchung einzelner Stäbe zu vermeiden.

So gut auch der ganze Arbeitsvorgang durchdacht war, hatte die mit der Ausführung der Arbeit später betraute Firma Beuchelt & Cie., Grünberg (Schl.), doch gewisse Bedenken und arbeitete einen eigenen Plan aus, der nach reiflicher Überlegung auch der Ausführung zugrunde gelegt wurde und im folgenden wegen manch interessanter Einzelheiten beschrieben werden soll.

Anstatt durch ein behelfsmäßiges Zugband das bewegliche Lager zurückzuziehen, wobei sich der Bogenscheitel um ein gewisses Maß gehoben hätte, war der Grundgedanke der, von einer festen Arbeitsbühne aus den mittleren Teil des Bogens so weit zu heben, bis das bewegliche Auflager von selbst in seine frühere Lage zurückgekehrt wäre.

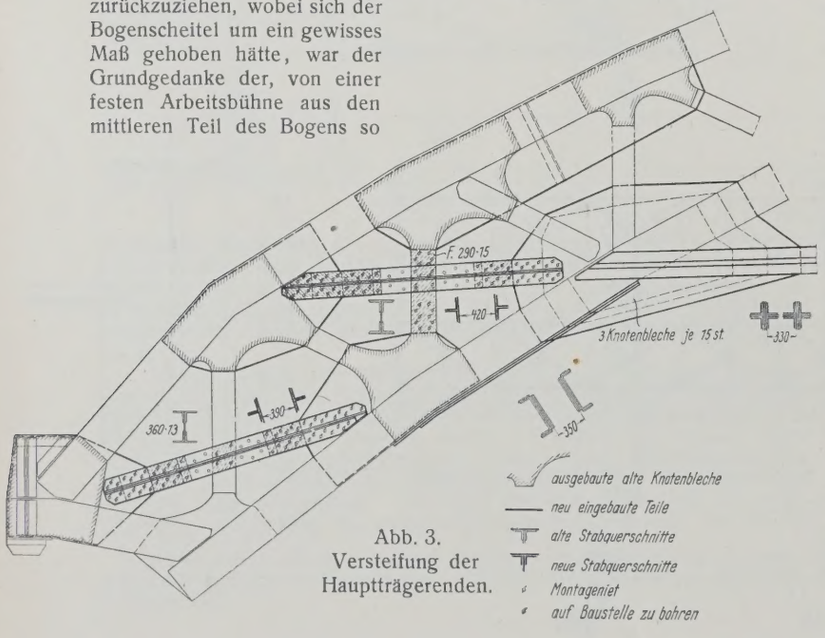


Abb. 3. Versteifung der Hauptträgerenden.

Wie oben erwähnt, mußte die Fahrbahndecke durchaus erneuert werden, wonach der so entlastete Überbau auf ein Montagegerüst abgesetzt wurde. Dieses Montagegerüst bestand im wesentlichen aus zwei Teilen, und zwar

1. den gerammten Gerüstböcken,
2. den eisernen Rüstträgern.

Letztere waren bei der obenerwähnten Firma bereits vorhanden, was wohl mit bestimmend gewesen sein dürfte bei der Wahl der hier beschriebenen Arbeitsweise.

Für die beiden Rüstträger waren zunächst vier Auflagerpunkte zu schaffen, die, wie aus Abb. 2b ersichtlich, aus je acht Rammpfählen von 30 bis 35 cm Durchmesser bestanden. Auf diese Pfähle, die je 4 m in den Boden bis auf den scharfen Kies getrieben waren, konnte dann ein eisernes Bockgerüst gesetzt werden, das die eigentliche Unterstützung für die Rüstträger bildete (s. Abb. 2a). Um dafür den nötigen Platz zu schaffen, war die vorübergehende Entfernung der Windverbandstreben und einiger Belageisen in den betreffenden Feldern erforderlich. Die Rüstträger bestanden aus je zwei Hauptträgern von 36,5 m Länge mit gekreuzten Streben, sowie oberen und unteren Längsverbänden mit entsprechenden Querverbindungen. Um beim Absetzen des stählernen Überbaues keine zu großen Durchbiegungen der Rüstträger zu erhalten, hatte man die Punkte 2 und $\overline{2}$ der Rüstträger als Auflagerpunkte gewählt, so daß Kragträger von 20,65 m Stützweite mit je zwei Kragarmen von 8,1 m entstanden.

Wie zu erwarten war, ergab die statische Untersuchung dieser Träger, daß die Pfosten über den Stützpunkten 2 und $\overline{2}$ für die aufzunehmende Belastung zu stark beansprucht wurden, was sehr einfach dadurch zu beheben war, daß die Knicklänge der Pfosten von 3,7 m durch eingesetzte kleine Hilfspfosten in Längs- und Querrichtung auf die Hälfte herabgesetzt wurde. Außerdem ergab die Untersuchung, daß die Punkte 0 und $\overline{0}$ unbelastet bleiben mußten, um ein zu großes negatives Moment über den Stützen zu vermeiden.

Nach Aufstellung der beiden Rüstträger konnte an diese die erforderliche Arbeitsbühne mittels Hängestangen in den Punkten 1, 3, 4 und den entsprechend symmetrisch gelegenen befestigt werden. Die hängende Arbeitsbühne, deren Einzelheiten aus Abb. 2a u. c zu erkennen sind, wurde aus Längs- und Querträgern gebildet, zwischen denen die Bohlen für die Belagbretter angehängt waren. In dem Teile zwischen Strompfeiler und Bockgerüst wurde nach Abb. 2a u. d durch wenige Pfähle eine feste Bühne erstellt, so daß man jetzt für sämtliche Querträger der Brücke Unterstützungspunkte gewonnen hatte.

Um den Überbau wieder in seine richtige Lage zu heben, ordnete man unter jedem Querträger vier Schraubenspindeln an, die so weit angezogen wurden, bis das ganze Stahlgewicht der Brücke auf der Rüstung ruhte, das ganze Hauptträgersystem also nahezu spannungslos geworden war (s. Abb. 2a bis d).

In diesem Zustande wurden vorsichtig die Anschlußniete des Zugbandes an den Untergurt des Hauptträgersystems herausgeschlagen, was auch ohne besondere Schwierigkeiten vonstatten ging, da ja wie im Bauzustande die Rüstung das ganze Eigengewicht des Überbaues übernommen hatte, so daß beide Zugbänder herausgelöst werden konnten.

Nun begann der schwierigste Teil der Arbeit, nämlich die einzelnen Knotenpunkte des Bogens wieder auf jene Ordinaten zu heben, die ursprünglich dem System zugrunde gelegt waren, wobei damit gerechnet wurde, daß auch das bewegliche Auflager wieder in seine frühere Lage zurückgehen würde. Zur Erleichterung dieser Rückbewegung wurde am verschieblichen Auflager eine in wagerechtem Sinne wirkende Spindel angesetzt, die mit dem langsamen Heben des Überbaues gleichzeitig angezogen wurde.

Die Steifigkeit des Bogens barg die Gefahr in sich, daß ein Herausdrücken in die gewünschte Lage nicht ohne Überanstrengung einzelner Teile vor sich gehen würde, so daß man, um ganz sicher zu gehen, den Bogen in drei Scheiben zerlegte, indem man die Baustöße in den Punkten 9 und $\overline{9}$ der Hauptträger löste.

Nach diesen Vorarbeiten wurde mit dem Herausheben des Bogens in der Weise begonnen, daß eine acht Mann starke Arbeiterkolonne von Querträger zu Querträger ging und auf Kommando des Oberrichtmeisters die Schraubenspindeln in gleichem Tempo so weit anzogen, bis die gewünschte Höhenlage des betreffenden Querträgers erreicht war, was durch Nivellierinstrument und Latte genau festzustellen war. Dieser Vorgang mußte natürlich einige Male wiederholt werden, bis sämtliche Querträger

in ihrer richtigen Lage waren, da infolge der elastischen Durchbiegung der Rüstung beim Heben des einen Querträgers auch die anderen Querträger in Mitleidenschaft gezogen wurden.

Beim Anheben des Bogens in seine richtige Lage war ferner darauf Rücksicht zu nehmen, daß beim Heben des Scheitels um 10 cm das bewegliche Auflager rechnerisch um etwa 6,5 cm nach innen wandern mußte. Diese wagerechte Bewegung hatten natürlich alle Querträger im Verhältnis ihrer Entfernung vom festen Auflager zur Spannweite mitzumachen. Aus diesem Grunde wurden sämtliche Spindeln sicherheitshalber auf Gleitflächen gesetzt, auf denen sie, durch mechanische Einwirkungen unterstützt, die Möglichkeit hatten, die verhältnismäßig geringen wagerechten Verschiebungen mitzumachen.

Nachdem die vorgeschriebene Lage aller Knotenpunkte erreicht war, stand dem Einbau des neuen Zugbandes nichts mehr im Wege.

Unterdessen hatten eingehende statische Untersuchungen über die Steifigkeit des Systems, die der Verfasser als damaliger Statiker der Firma Beuchelt & Cie. durchführte, ergeben, daß die außergewöhnlich langen Hauptträgerenden im Vergleich zum mittleren Teil der Brücke sehr elastisch waren und bei Belastung des Systems verhältnismäßig große wagerechte Verschiebungen des beweglichen Auflagers gestatteten.

Um die Steifigkeit der Hauptträgerenden zu erhöhen, waren zwei Wege möglich: Verstärkung aller Stäbe dieser Schnäbel oder Änderung des Systems z. B. durch Einziehen von zwei neuen Streben. Vergleichsrechnungen hatten ergeben, daß bei Einbau von zwei neuen Streben (Abb. 3) die Steifigkeit um etwa 25% höher, der Materialverbrauch hingegen 27% geringer wird als bei Verstärkung aller Stäbe dieses Teiles, so daß man ersteres wählte. Für den Anschluß dieser Stäbe war allerdings der Austausch aller Knotenbleche der betreffenden Felder gegen neue unerläßlich. Jedenfalls tragen die neuen großen Bleche (Abb. 3) auch zur Erhöhung der Steifigkeit bei, was ja das Ziel der durchgeführten Verstärkung war.

Nach dem Einbau des neuen Zugbandes konnten auch die in den Knotenpunkten 9 und $\overline{9}$ des Bogens gelösten Stöße wieder geschlossen werden, nachdem einige Nietlöcher, die sich beim Heben der Brücke etwas verschoben hatten, auf das erforderliche Maß aufgerieben waren. Damit waren auch die letzten Arbeiten beendet, so daß der Überbau nach Abbruch der Rüstung und Aufbringen der neuen Fahrbahndecke wieder dem Verkehr übergeben werden konnte.

Genaue Messungen, die nachträglich vorgenommen wurden, ergaben keinerlei unerwartete Bewegungen des Bauwerks, was die Zweckmäßigkeit der durchgeführten Verstärkung bestätigte.

Alle Rechte vorbehalten.

Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.).

Von Reichsbahnoberrat **Lewerenz,** Königsberg.

(Schluß aus Heft 48.)

VIII. Lager und Gelenke.

Die Binderstützen ruhen auf Stahlgußlagern mit Gelenkzapfen (Abb. 33). Die Oberteile der meisten Lager sind (von einigen Bohrungen für die Schraubenbefestigung abgesehen) sämtlich einander gleich. Zur Aufnahme der wagerechten Auflagerkraft enthalten sie auf der Oberfläche einen zylindrischen Zapfen von 12 cm Durchm., der in eine Öffnung der untersten Stützenplatte greift. Eine Abweichung zeigen die Portalstützen in den Reihen *B* und *C* (Abb. 34). Hier sind außer der Mittelrippe noch zwei Außenrippen zur Aufnahme des Längsschubes vorhanden. Die Unterteile der Reihen *A* und *D* enthalten wegen des hier auftretenden großen Schubes drei Querrippen, während die Unterteile der Reihen *B* und *C* nur eine Querrippe tragen. Abweichend davon haben die Unterteile der Binder 2 und 12, die über den Quertunneln sitzen, statt der Rippen einen Zylinderzapfen von 15 cm Durchm., der in eine Öffnung der später zu erläuternden Hilfskonstruktion greift.

Eine weitere Ausnahme finden wir beim Lager der Abfangstütze F_1 im Schürzenbinder 1. Da die darunter befindliche Decke keinen nennenswerten Schub aufnehmen kann und eine Pendelstütze hier kein befriedigendes Aussehen bietet, muß das Lager als Rollenlager ausgebildet werden.

Sämtliche Firstgelenke sind als Stahlbolzengelenke nach Abb. 35 hergestellt. Die sauber bearbeiteten Anlageflächen lehnen sich gegen die Abschlußwinkeleisen der Binder und sind mit Schrauben an diese angeschlossen. Zugkräfte können zwar im Gelenkpunkte rechnerisch nicht auftreten, zur Sicherung gegen unvorhergesehene Einflüsse — namentlich während der Montage — sind jedoch die Binderhälften oben und unten durch angeschraubte Platten so miteinander verbunden, daß ein größeres Klaffen am Gelenkbolzen nicht eintreten kann. Damit die Gelenkwirkung nicht verhindert wird, sind auf einer Seite die Bohrungen in den Platten 23 mm weit, während die Schrauben einen Durchmesser von 20 mm haben.

Die in den Bindern sitzenden Gelenke sind in üblicher Weise als Blattfedergelenke ausgebildet. Die Einzelheiten gehen aus den Binderzeichnungen hervor.

IX. Untersuchungs- und Schneeräumungswagen.

Die ungünstigen Erfahrungen, die man an älteren großen Bahnsteighallen gemacht hat, haben gelehrt, wie wichtig eine bequeme Zugänglichkeit für die einwandfreie Unterhaltung der Konstruktion ist. Es wurde daher besonderer Wert auf solche Einrichtungen gelegt, die die Prüfung und Unterhaltung sämtlicher Bauteile möglichst erleichtern. Hierzu sollen folgende Arten von Wagen dienen:

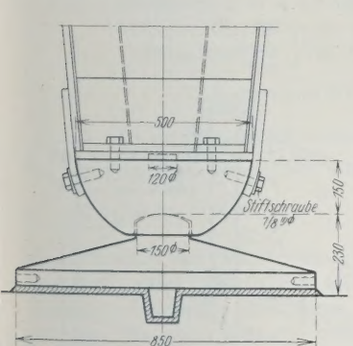


Abb. 33a. Ansicht in Hallenlängsrichtung.

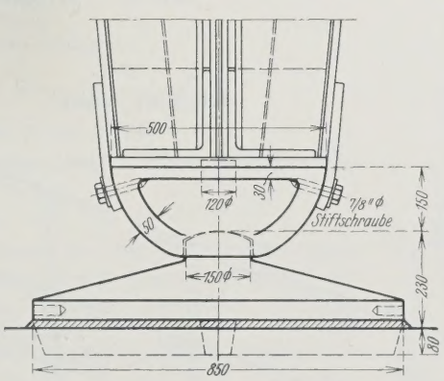


Abb. 34a. Ansicht in Hallenlängsrichtung.

Abb. 34. Lager an den Windportalen.

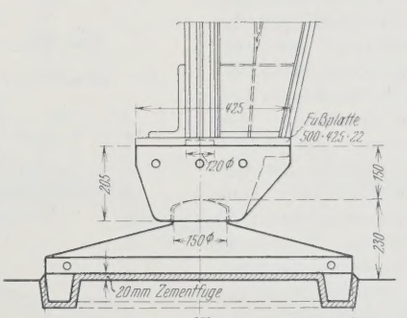


Abb. 34b. Ansicht in Hallenquerrichtung.

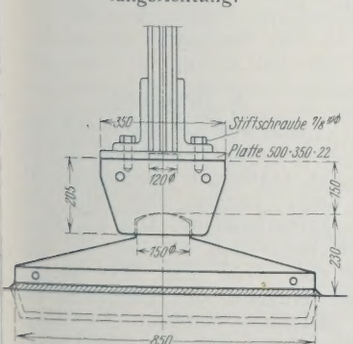


Abb. 33b. Ansicht in Hallenquerrichtung.

Abb. 33. Normales Stahlgußlager.

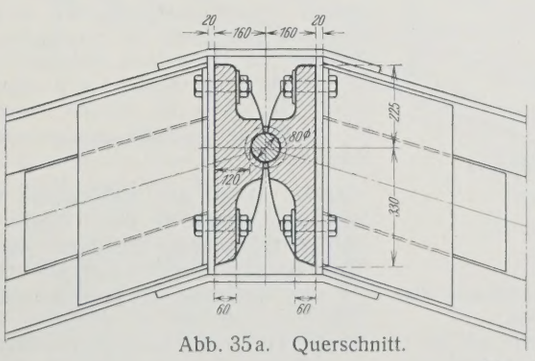


Abb. 35a. Querschnitt.

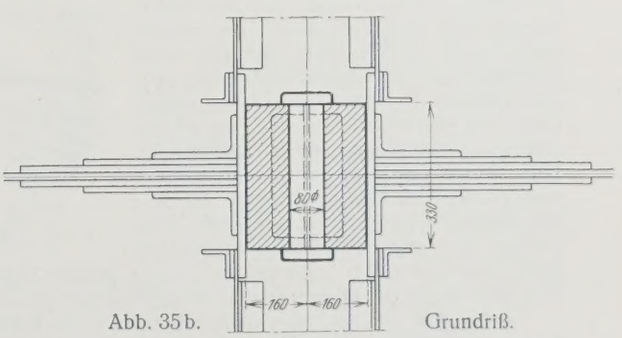


Abb. 35b. Grundriß.

Abb. 35. Firstgelenk.

a) Große Raupenwagen unter der Dachhaut.
b) Wagen über den Laternen.
c) Wagen über den Dachflächen zwischen Laterne und Traufe.

Abb. 36 zeigt den Wagen zu a) für die Mittelbinder. Der Wagen schmiegt sich der Form des Binderuntergurtes an und reicht vom First

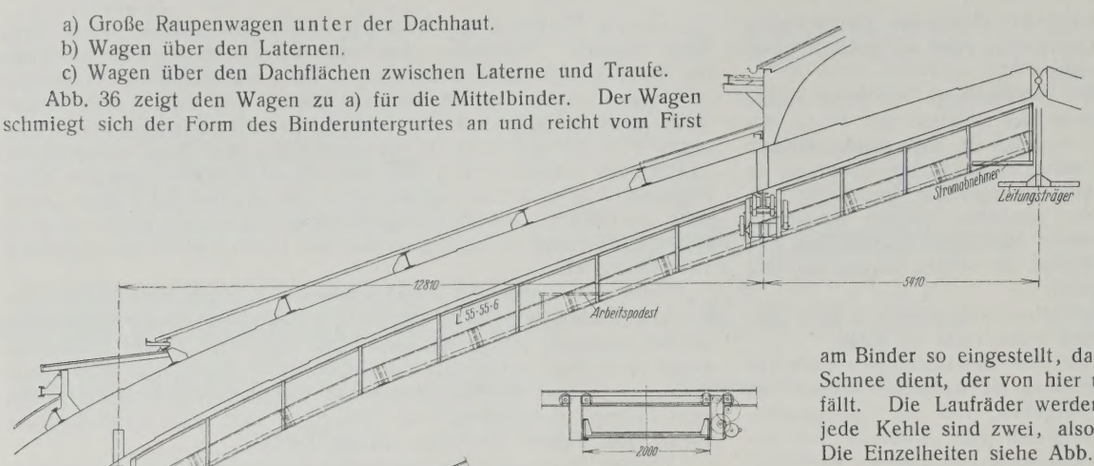


Abb. 36a, b u. c.

bis etwa zur Höhe des unteren Aussteifungsträgers. Breite des Wagens 2,0 m. Der Längsbohlenbelag ist wegen der steilen Neigung mit Querleisten benagelt. Die lichte Höhe zwischen Binderunterkante und Bohlenbelag beträgt rd. 1,0 m, so daß noch ein Durchkriechen möglich ist, bis zur Pfettenunterkante beträgt die lichte Höhe im Mittel 2,0 m. Durch ein versetzbares dreieckförmiges Arbeitspodest kann der Standort des Untersuchenden erhöht werden. Unter der Laterne, wo die lichte Höhe größer ist, können die hochliegenden Bauteile durch kurze Leitern zugänglich gemacht werden. Man betritt den Wagen durch eine im Fußboden vorgesehene und mit einer Klappe verschließbare Öffnung, an die vom Bahnsteig aus eine Leiter gelehnt wird. Der Wagen läuft auf Schienen, die aus zwei ⊏-Eisen bestehen und am Binder angehängt sind. Zur sicheren Führung trägt jede Laufachse zwei Räder, die auf den unteren Flanschen der ⊏-Eisen laufen. Die Laufachsenpaare werden durch einen gemeinsamen Elektromotor angetrieben. Der Strom wird durch Leitungen zugeführt, die unterhalb des Firstes an einem besonderen Leitungsträger hängen. Von dem Wagen zu a) sind sechs Stück vorgesehen. Die Wagen zu b) und c) sollen die Reinigungs- und Ausbesserungsarbeiten an den Oberlichtern ohne Betreten der Glasflächen ermöglichen (Abbild. 37 u. 38). Breite 90 cm. Hiervon ist die halbe Breite zum besseren Begehen stufenförmig ausgebildet, die andere Hälfte des Belages ist nur mit Querleisten versehen. Von diesem Teil kann der Arbeiter in liegender oder Hockstellung seine Arbeiten ausführen. Beim Wagen b) sitzt die obere Laufschiene, ein I-Träger, an den Querträgern des Firstabschlusses, die untere Laufschiene an Konsolen, die mit dem Lüftungsträger der Laterne verbunden sind. Zur größeren Sicherheit gegen Entgleisung erhält die obere Laufrolle zwei Spurkränze. Bewegung des Wagens durch Handkurbeln. Beim Wagen c) läuft das obere Rad auf dem anderen Flansch des Trägers, auf dem die untere Rolle des Wagens b) läuft. Die untere, mit zwei Spurkränzen versehene Rolle läuft auf einem L-Eisen, das an der unteren Oberlichtpfette sitzt. Von den Wagen zu b) und c) sind je sechs Stück erforderlich.

Außer den Untersuchungswagen sind noch mit Rücksicht auf die in Ostpreußen häufig vorkommenden schneereichen Winter besondere Schneeräumungswagen vorgenommen. Diese sind trichterförmig und haben Wände aus gelochtem Blech, damit das Wasser ablaufen kann. Sie laufen in den Dachkehlen über den Stützenreihen *B* und *C*. Die Wagen erhalten eine verschließbare Bodenklappe, die erst dann geöffnet wird, wenn sie über einer Dachluke steht, die durch eine nach unten fallende Klappe verschlossen ist. Die Klappe wird in geöffneter Lage durch einen federnden Anschlag am Binder so eingestellt, daß sie gleichzeitig als Rutsche für den Schnee dient, der von hier unmittelbar in einen Eisenbahnwagen fällt. Die Laufräder werden durch Handkurbel getrieben. Für jede Kehle sind zwei, also im ganzen vier Wagen vorgesehen. Die Einzelheiten siehe Abb. 39.

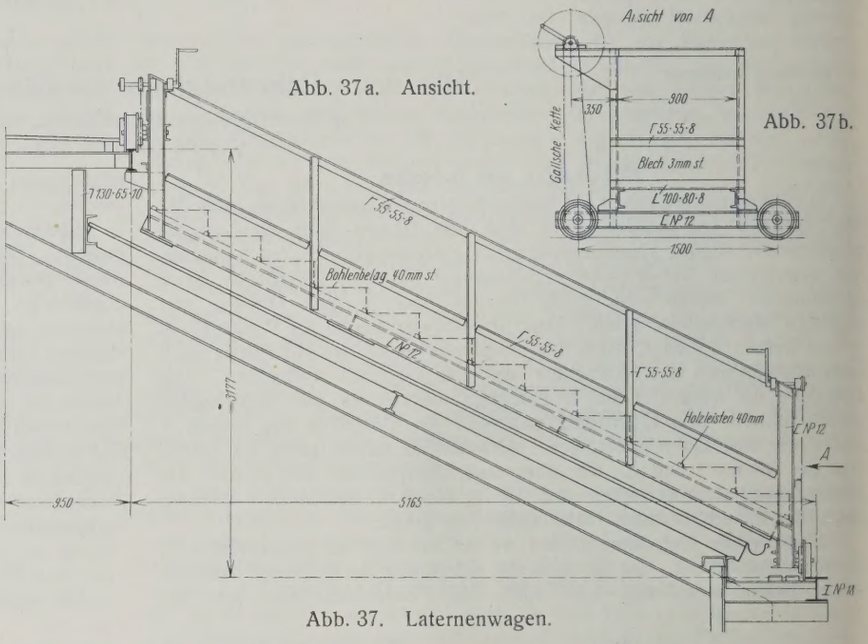


Abb. 37a. Ansicht.

Abb. 37b.

Abb. 37. Laternenwagen.

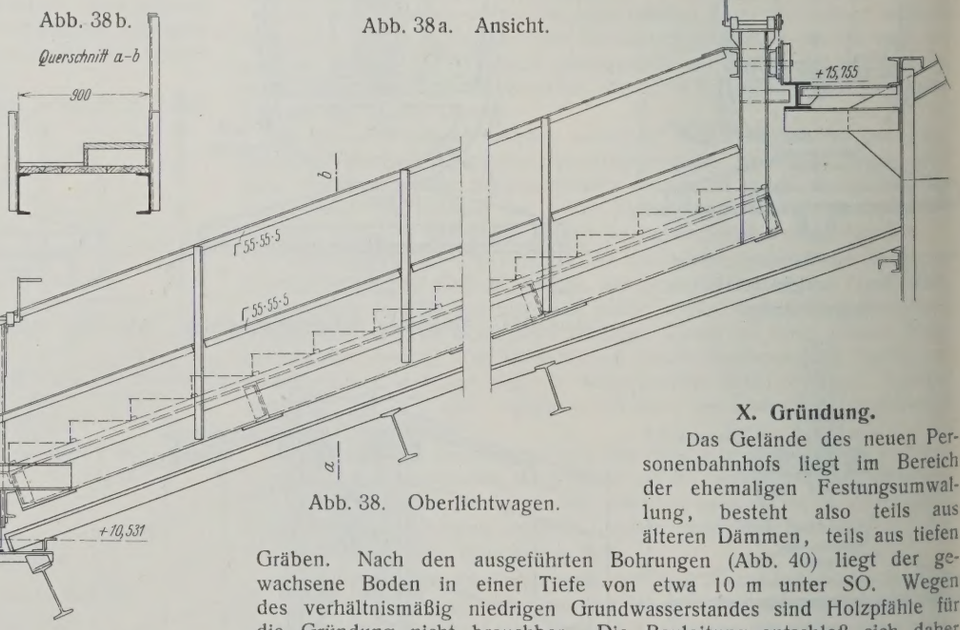


Abb. 38b.

Abb. 38a. Ansicht.

Abb. 38. Oberlichtwagen.

X. Gründung.

Das Gelände des neuen Personenbahnhofs liegt im Bereich der ehemaligen Festungsumwallung, besteht also teils aus älteren Dämmen, teils aus tiefen Gräben. Nach den ausgeführten Bohrungen (Abb. 40) liegt der gewachsene Boden in einer Tiefe von etwa 10 m unter SO. Wegen des verhältnismäßig niedrigen Grundwasserstandes sind Holzpfähle für die Gründung nicht brauchbar. Die Bauleitung entschloß sich daher zu einer Gründung auf gerammten Betonpfählen. Die Bewehrung eines Pfahles ist aus Abb. 41 ersichtlich. Die Bügel haben in der Nähe des Kopfes und Fußes einen gegenseitigen Abstand von 5 cm, nach der Mitte zu erweitert sich der Abstand allmählich auf 10 cm. Durch Rammen

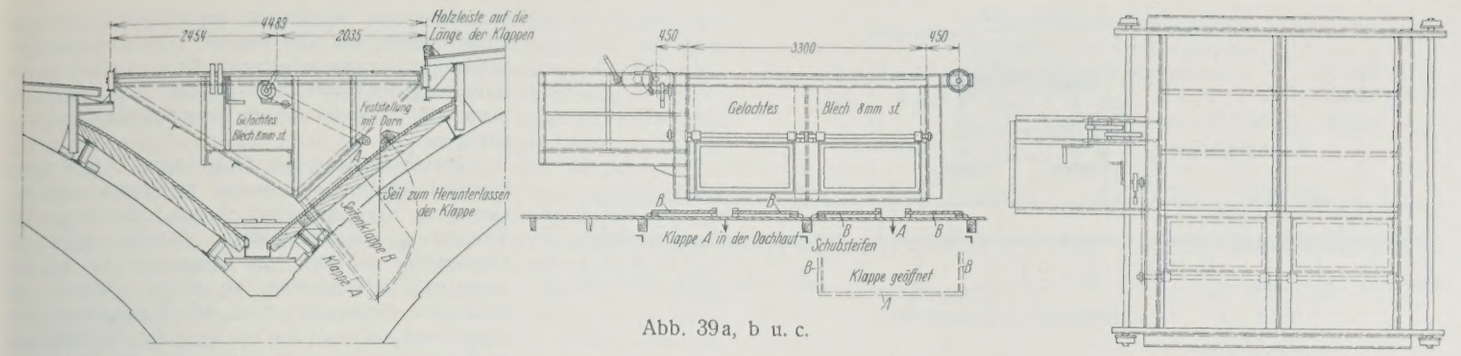


Abb. 39a, b u. c.

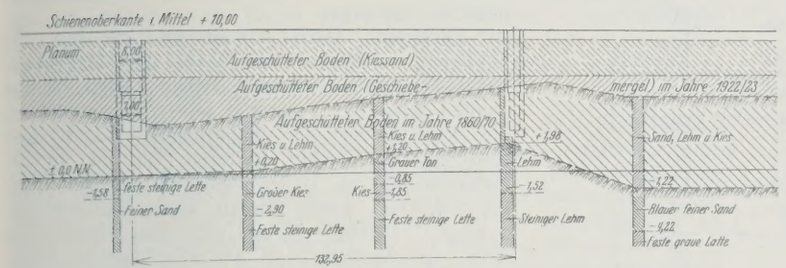


Abb. 40. Längsschnitt durch den Baugrund.

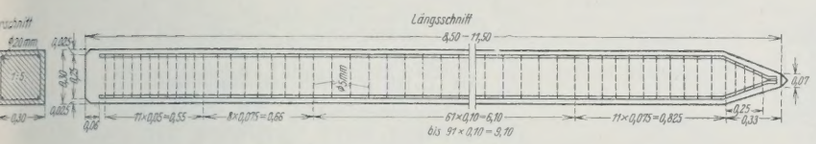


Abb. 41a u. b. Betonpfahl.

zahlreicher Probepfähle wurde die erforderliche Pfahllänge ermittelt. Die Pfähle wurden 8,5 m bis 11,5 m lang. Bei Aufstellung des Entwurfes wurde mit einer größten Druckbelastung von 35 t und einer größten Zugbelastung von 15 t je Pfahl gerechnet. Die größte Druckbeanspruchung des Pfahlbetons beträgt 32 kg/cm².

Die zulässige Eindringungstiefe beim letzten Schlag wurde mittels zweier verschiedener Formeln ermittelt.

Verlangte Tragfähigkeit eines Pfahles (Bodenwiderstand) $W = 100$ t
Rammbärgewicht $Q = 2{,}5$ t
Pfahlgewicht $G = 1{,}8$ bis $2{,}5$ t
Fallhöhe des Bären $h = 100$ cm
Eindringungstiefe beim letzten Schlag y:

1. Formel von Brix: $$W = \frac{Q^2 G}{(Q+G)^2} \cdot \frac{h}{y}.$$

Es ergibt sich ein zulässiges y von 0,6 cm.

2. Formel von Will (siehe „Beton u. Eisen" 1927, Heft 2/3):
$$W = \frac{Q^2}{Q+G+E_r} \cdot \frac{h}{y}.$$

E_r = Gewicht des reduzierten Erdkörpers, der von der Rammbewegung beeinflußt wird. Die Querschnittseite dieses Körpers ist gleich der doppelten Pfahlbreite anzusetzen, der Pfahlinhalt wird dabei nicht abgezogen. Es ergibt sich ein zulässiges y von 0,5 bis 0,6 cm. Tatsächlich sind die meisten Pfähle so tief eingerammt worden, daß die Eindringungstiefe etwa 3 bis 4 mm betrug.

Sämtliche Pfähle sind in einer Neigung 3 : 1 jochartig gerammt, so daß die Pfahlachsen sich im Gelenkpunkte der Auflager schneiden. Hierdurch ist erreicht, daß die Pfähle nur achsial beansprucht werden, abgesehen von geringen Biegungsspannungen, die durch unvermeidliche Ungenauigkeiten der Bauausführung verursacht werden können. Bei den Fundamenten der Mittelstützen (Reihe *B* u. *C*) liegt die Mittelkraft in jedem Falle steiler als 3 : 1, die Pfähle erhalten daher hier nur Druckkräfte (Abb. 42). Bei den Außenfundamenten (Reihe *A* u. *D*) ist die Resultierende schräger gerichtet als 3 : 1, da der Gegenschub von außen fortfällt; die inneren Pfähle erhalten daher Zugkräfte (Abb. 43).

Die Fundamente bestehen aus Beton im Mischungsverhältnis 1 : 4,5, der zur Aufnahme von Biegungs- und Schubspannungen ausreichend bewehrt ist. Eine Sonderbewehrung erhält der unterhalb der Lagerplatte befindliche Teil, weil hier die Auflagerkräfte unmittelbar angreifen. Die Betonpfähle reichen in den Fundamentbeton mindestens 60 cm, meist jedoch noch weiter hinein, weil die Pfähle nicht überall tief genug eingedrungen sind, und das Abschneiden des Kopfes sich nicht lohnte.

Abb. 42a u. b. Fundament aus Reihe *B*.

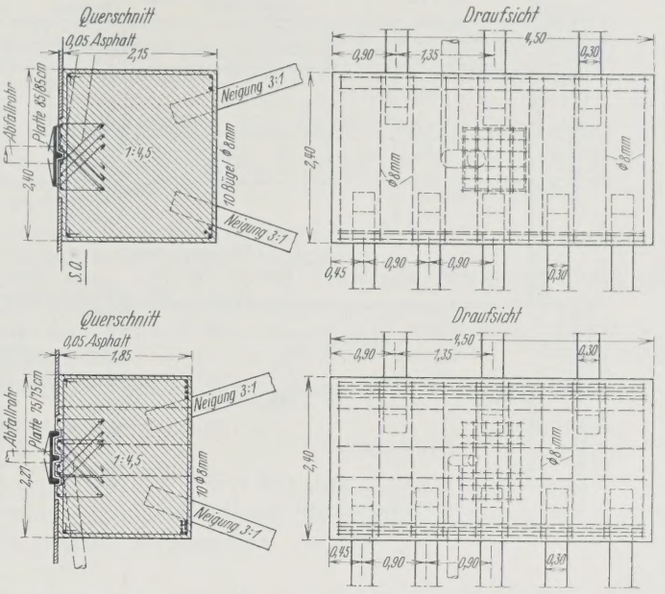


Abb. 43a u. b. Fundament aus Reihe *A*.

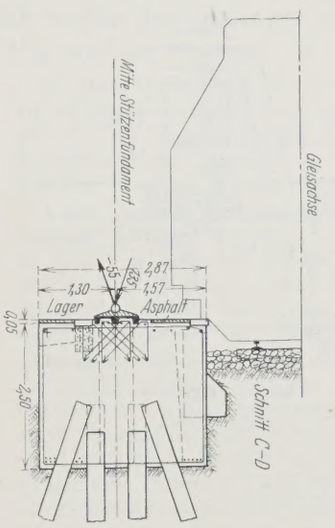


Abb. 44a. Querschnitt.

Abb. 44 zeigt ein Fundament des Längsportals 4—5 der Stützenreihe *A*. Zur Aufnahme der Auflagerkräfte des Portals sind besondere Pfahljoche vorgesehen, die in der Längsrichtung der Halle stehen und deren Pfahlachsen ebenfalls durch das Auflagergelenk gehen.

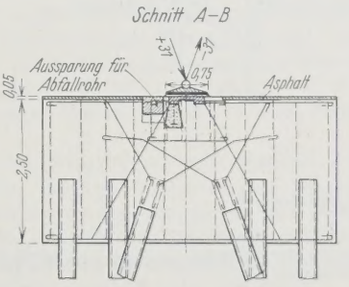


Abb. 44b. Längsschnitt.

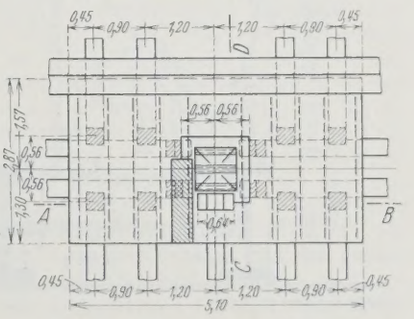


Abb. 44c. Grundriß.

Abb. 44.
Fundament
am Längsportal
in Reihe *A*.

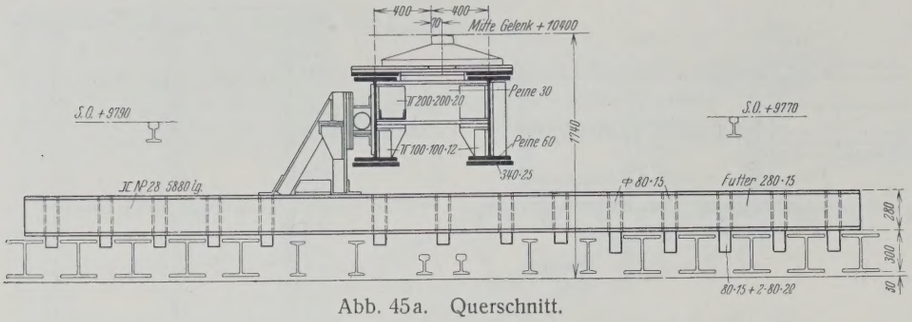


Abb. 45a. Querschnitt.

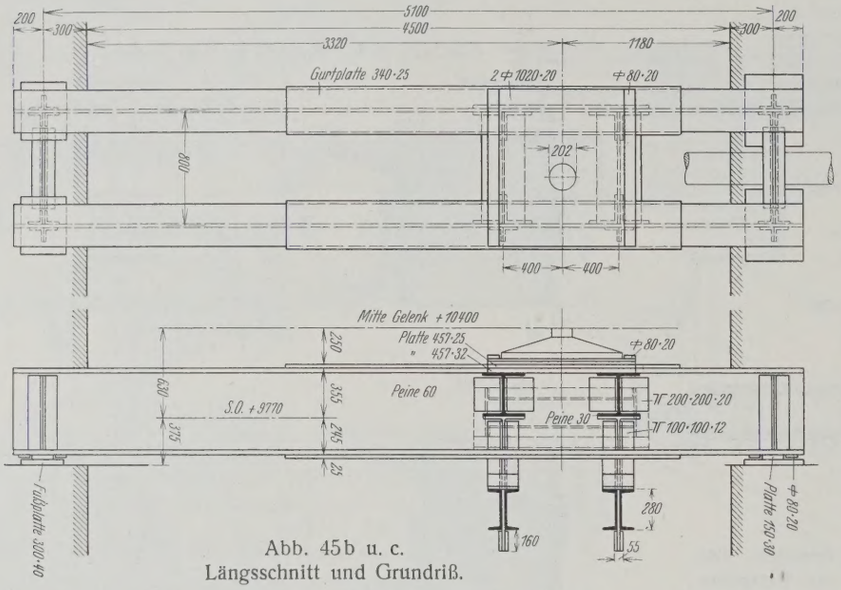


Abb. 45b u. c.
Längsschnitt und Grundriß.

Abb. 45. Abfangung der Stütze C_{12}.

In ähnlicher Weise sind auch bei den Portalfundamenten in den mittleren Stützenreihen längsgerichtete Pfahljoche angeordnet, die jedoch nur die vom Winddruck herrührenden Auflagerkräfte aufnehmen. Der von der senkrechten Riegelbelastung erzeugte wagerechte Rahmenschub ist zur Entlastung der Pfähle durch ein die Fundamente 4—5 bezw. 13—14 verbindendes Eisenbetonzugband aufgehoben.

Die Fundamente der Stützenreihe *D* sind durch Eisenbetonbalken miteinander verbunden, die zur Gründung der Längswand dienen. Es wurde zur Vermeidung ungleichmäßigen Setzens nicht für zweckmäßig gehalten, die Längswand auf ein besonderes Flachfundament zu setzen. Sowohl die senkrechte Belastung durch das Eigengewicht der Längswand als auch der auf sie wirkende Winddruck wird von den Eisenbetonbalken auf die Stützenfundamente übertragen.

Besondere Hilfskonstruktionen erfordert die Gründung der Binder 2 und 12, die über dem Haupt- bezw. Nebenpersonentunnel stehen. Diese Tunnel wurden schon vor mehreren Jahren hergestellt, als die Einzelheiten der Bahnsteighalle und ihrer Gründung noch nicht festlagen; auf die für die Unterstützung der Hallenbinder notwendigen Hilfskonstruktionen wurde damals keine Rücksicht genommen. Hierbei ergaben sich zwei verschiedene Arten, je nachdem, ob die abzufangende Stütze zwischen den Gleisen, oder ob sie auf dem Gepäcksteig sitzt. Art 1 gilt für die Stützen C_2, C_{12} und D_{12} (die Stütze D_2 ist durch den oben behandelten Abfangrahmen ersetzt), Art 2 gilt für die Stützen A_2, B_2, A_{12}, B_{12}.

Art 1 ist in Abb. 45 dargestellt (Stütze C_{12}). Zwei Breitflanschträger (P. 60), durch Gurtplatten verstärkt, tragen durch Vermittlung von zwei 80 cm langen Querträgern (P. 30) den unteren Lagerkörper und übertragen die senkrechte Last unmittelbar auf die Tunnelmauern. Die wagerechte Auflagerkraft geht durch die beiden Querträger in eine seitlich angebrachte Walze und von hier auf zwei dreieckige Lagerböcke, die die Last an zwei Träger (zwei ⊏-Eisen) abgeben. Diese übertragen die wagerechte Belastung durch untere Ansätze in die Walzträgerdecke des Tunnels auf eine Länge von 5,50 m. Das von der wagerechten Last erzeugte Kipp-

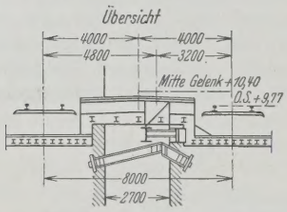


Abb. 46a.

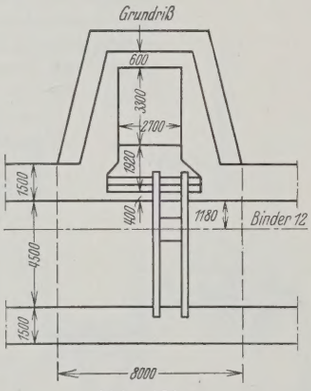


Abb. 46b.

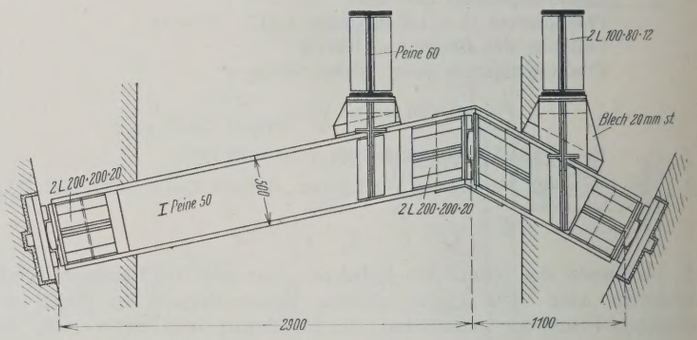


Abb. 46c.

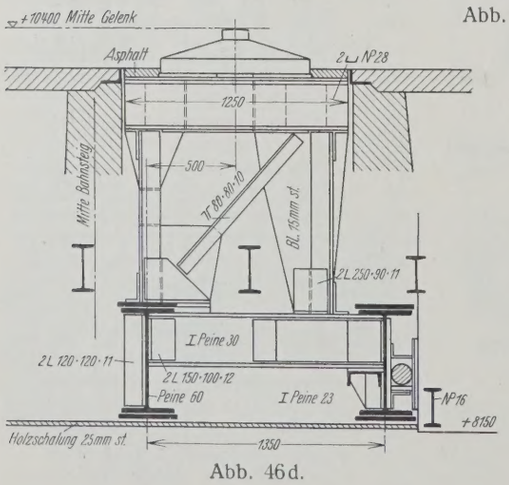


Abb. 46d.

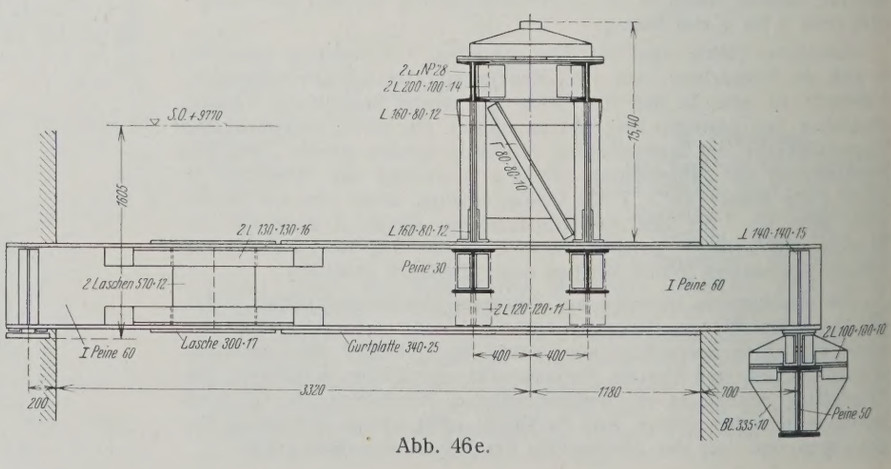


Abb. 46e.

moment ruft im linken Hauptträger eine Mehrbelastung, im rechten eine Entlastung hervor. Zum Ausgleich dieses Unterschiedes ist der linke Hauptträger vom Lager etwas weiter entfernt angenommen als der rechte Hauptträger, so daß der linke Träger von der senkrechten Last einen kleineren Anteil erhält als der rechte. Das am Lagerbock angreifende Moment erzeugt am linken Ende der langen Hilfsträger Druck, am rechten Ende Zug. Dieser wird durch die Haftfestigkeit der im Deckenbeton einzugießenden, auf diesem Ende länger ausgebildeten Ansätze in die Tunneldecke geleitet. Zur Übertragung der Seitenkraft auf den Bock ist eine Walze gewählt, damit die Hauptträger sich ungehindert durchbiegen können, und vermieden wird, daß die senkrechte Last in den Bock und damit in die Trägerdecke geht, die dazu nicht stark genug ist. Die Walze sitzt in einem aus Winkeleisen gebildeten Gehäuse unmittelbar am linken Hauptträger und geht bei der Durchbiegung mit nach unten. Zur Verminderung der Reibung liegt sie unten nicht in ihrer ganzen Länge auf, sondern nur an ihren Enden auf schmalen Leisten. Nach beendeter Montage wird die Ober- und die Unterkonstruktion, jede für sich, einbetoniert. Die vielfach durchbrochene Deckenisolierung wird über die einbetonierte Unterkonstruktion neu hinweggeführt.

Die zweite Art der Hilfskonstruktion ist aus Abb. 46 ersichtlich (Stütze B_{12}). Die beiden Hauptträger, die gleichfalls in verstärkten Breitflanschträgern bestehen, sitzen hier nicht unmittelbar unter dem Stützenlager, sondern unter der bereits früher hergestellten Decke des Gepäcksteiges. Zur Übertragung der Auflagerkräfte auf die Hauptträger ist auf diese eine Bockkonstruktion gesetzt, die als Fachwerk so ausgebildet ist, daß möglichst wenig Durchbrechungen der vorhandenen Decke nötig werden und die Deckenträger unangetastet bleiben. Auch hier liegen die Hauptträger wegen der vom Moment herrührenden Zusatzbelastungen nicht symmetrisch zur Stützensenkrechten. Die wagerechte Auflagerkraft wird durch Vermittlung eines Walzenlagers unmittelbar in die neben dem rechten Träger liegende Tunneldecke geleitet. Die beiden Hauptträger finden nur an einem Ende ein unmittelbares Auflager auf der Tunnelwand, am anderen Ende ruhen die Träger wegen des anschließenden Fahrstuhlschachtes auf einer besonderen Hilfskonstruktion. Diese läßt sich nicht als Zweistützträger ausbilden, weil dann zu dessen Einbringen und zur Vermeidung übermäßiger Betonpressungen erhebliche Stemmarbeiten nötig wären. Statt dessen ist ein Dreigelenkträger eingebaut, dessen schräg gerichtete Kämpferdrücke vom Beton der Tunnelmauer mit Leichtigkeit aufgenommen werden.

XI. Schlußbemerkungen.

a) Gesamte Grundfläche

ohne Überstand und Anbau (Systemfläche) . . 21 056 m²
mit „ „ „ . . . . . 21 932 m²

b) Gesamtes Eisengewicht.

St 37	rd.	1849 t
St 48	rd.	906 t
Stahlguß	rd.	55 t
		2810 t

= 134 kg/m² Dachgrundfläche (Systemfläche).

c) Glasflächen.

Oberlichter	rd.	10 000 m²
Schürzen und Seitenwände . .	rd.	2 200 m²
	zus.	12 200 m²

d) Betonpfähle und Eisenbeton.

Anzahl der Pfähle . .	514
Eisenbeton	1217 m³

e) Voraussichtliche Kosten (ohne Reinigungswagen).
97 R.-M. für 1 m² Dachgrundfläche einschließlich Gründung und 90 R.-M./m² ausschließlich Gründung.

f) Beteiligte Firmen.

Eisenkonstruktion: A.-G. Flender, Benrath;
F. Komnick, Elbing;
Eisenwerk Königsberg G. m. b. H.,
L. Neumann,
König & Co. } Königsberg (Pr.)
Oberlichter: Claus Meyn, Frankfurt a. M.
Holzdächer: Blankenstein, Königsberg.
Gründungen: A.-G. für Beton- u. Monierbau, Zweigstelle Königsberg.

g) Entwurfsbearbeitung.

Die umfangreichen Berechnungen und Zeichnungen wurden von A.-G. Flender unter Oberleitung der Reichsbahndirektion Königsberg mit großer Sorgfalt ausgearbeitet.

h) Bauzeit, Montage.

Beginn der Werkarbeiten		Februar 1928
Ende „ „ .	voraussichtlich	Oktober 1928
Beginn der Montage		August 1928
Ende „ „ . . .	voraussichtlich	März 1929.

Die Einzelheiten der Montage sollen später besonders veröffentlicht werden.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Querprofil-Kippregel,
ein neues Vermessungsinstrument für den Bauingenieur.

Von Regierungsbaurat Dr.-Ing. **Walther,** Karlsruhe.

Bei der Aufnahme und Bauabsteckung von Eisenbahn- und Straßentrassen, von Fluß- und Kanalbauten ist die Ausmessung und Auftragung von Querprofilen sehr zeitraubend. Bei Straßenbauten liegen die Querprofile in Abständen von 15 bis 20 m. Der Zeitaufwand beträgt bei mittleren Gebirgsverhältnissen für 1 km drei Tage, mit einem Techniker und zwei Meßgehilfen = 3 (20 + 2 · 8) = 108 R.-M. Die Auftragung der Profile in Bleistift beträgt vier Tage = 4 · 16 = 64 R.-M. Zusammen gibt dies 108 + 64 = 172 R.-M./km. Bei Eisenbahntrassen und Flußbauten sind die Verhältnisse ähnlich. Die Profile folgen hier meist in größeren Abständen, sind aber dafür wesentlich länger.

Ein Sonderinstrument, das diese zeitraubende und kostspielige Arbeit abkürzt, wurde vom Verfasser in der Form entworfen, daß die lotrechte Winkelbewegung eines Fernrohres zwangläufig auf ein in einer wagerechten Zeichenebene liegendes Lineal übertragen wird, so daß die Höhenwinkel des Fernrohres jeweils durch entsprechende Winkeldrehung des Lineals in der Zeichenebene dargestellt sind. Das Fernrohr enthält einen Porroschen Entfernungsmesser und das Lineal Millimeterteilung. Wird nun von einem Meßgehilfen eine Tachymeterlatte der Reihe nach auf den markanten Punkten eines Querprofiles aufgesetzt und die Latte, die stets senkrecht zur Visur stehen muß, in Instrumentenhöhe angezielt, so kann auf der Zeichenunterlage jeder einzelne Aufnahmepunkt sofort eingestochen werden, da die abgelesene Entfernung e ohne weiteres am Lineal abgegriffen und eingetragen werden kann. Als Zeichenunterlage wird am besten Millimeterpapier verwendet, auf dem die Querprofile in Bleistift unmittelbar im Felde entstehen.

Um die praktische Verwendbarkeit des Querprofilmessers zu prüfen, wurden mit einem solchen von der Firma Zeiss, Jena, hergestellten Instrument elf Profile von durchschnittlich 40 m Länge einerseits mit Hilfe des Profilmessers festgelegt und anderseits durch geometrisches Nivellement und genaue Lattenmessungen aufgenommen. Ein Vergleich der mittels der Querprofil-Kippregel im Maßstabe 1 : 100 durchgeprüften Konstruktionen mit den auf Grund der Prüfungsmessungen aufgezeichneten Querschnitten führten zu folgendem Ergebnis:

1. Die Genauigkeit der Entfernung in der entstehenden Zeichnung ist im allgemeinen gleich der Genauigkeit der optischen Distanzmessung an sich; sie ist hauptsächlich davon abhängig, wie genau die Konstante des Instrumentes bestimmt ist und dieser Bestimmung bei Teilung des Lineales Rechnung getragen wurde.

Der Vergleich der mechanisch konstruierten Profile mit den im Maßstabe 1 : 100 aufgezeichneten Prüfungsprofilen ergab für Entfernungen bis zu 40 m einen durchschnittlichen Entfernungsfehler von rd. 0,1 m, wobei aber die Linealteilung genau 1 : 100, die Entfernungskonstante des benutzten Modellinstrumentes nicht genau gleich 100 (rd. 101) betrug. Wird das Lineal entsprechend der Entfernungskonstanten geteilt, so wird Zeichengenauigkeit erreicht.

2. Die mechanische Winkelübertragung grenzt beim Maßstab 1 : 100 ebenfalls an die Zeichengenauigkeit. Bei vier Profilen konnten überhaupt keine Übertragungsfehler nachgewiesen werden, bei den übrigen ergaben sich Unterschiede bis zum Höchstbetrage von 1 mm; dies entspricht einem Fehler von höchstens 0,1 m in der Natur. Der durchschnittliche Fehler in der Höhe ist somit auf $^1/_4$ dm anzunehmen.

3. Der Zeitaufwand für die Profilaufnahmen an sich ist sehr gering. Verzögernd wirkt die Aufstellung und Horizontierung des Meßtisches. Für die Aufnahme eines Profiles von etwa 40 m Länge ist einschließlich aller Nebenarbeiten insgesamt ein Zeitaufwand von 10 bis 15 Minuten erforderlich, d. h. bei achtstündiger Arbeitszeit können auch in steilem Gelände 40 Profile täglich konstruiert werden. Es entsteht also für die Querprofilmessung von 1 km Straßenbau ein Aufwand von 1,2 Tagen mit einem Techniker und einem Meßgehilfen = 1,2 (20 + 8) = 33,60 R.-M., rd. 34 R.-M. Da bereits die Profile in Bleistift aufgetragen sind, fällt jede Rechnung und Feldskizze, sowie die häusliche Arbeit weg. Es entsprechen somit die genannten 34 R.-M. den eingangs berechneten 172 R.-M., was eine Ersparnis von 138 R.-M. für 1 km Straßenplanen und die gleiche Summe nochmals für 1 km Bauabsteckung bedeutet.

Insbesondere die Ersparnis der erstgenannten 138 R.-M. wird in der Praxis oft ins Gewicht fallen, da sie den Kostenaufwand für Straßen-

entwürfe um 25 bis 35 % heruntersetzt, die Aufbringung der Entwurfkosten aber im Verwaltungsdienst eine große Rolle spielt und oft schwierig ist. Jedoch auch bei allen anderen Entwürfen und Bauabsteckungen des Ingenieurwesens wird man eine wesentliche Geld- und insbesondere auch Zeitersparnis durch die Verwendung des mechanischen Querprofilmessers erzielen.

Die Firma Carl Zeiss, Jena, hat das Instrument derart ausgeführt, daß es zugleich als Kippregel für tachymetrische Meßtischaufnahmen dienen kann, und bringt dieses Gerät als „Profilkippregel nach Walther" auf den Markt.

Ich entnehme mit Erlaubnis der Firma dem Prospekt der Zeiss-Werke folgende Beschreibung:

Das Hauptteil des Gerätes ist ein anallaktisches Tachymeter-Fernrohr mit 25facher Vergrößerung und der Multiplikationskonstante 100. Es besitzt Scharfstellung L für das Okular und L_1 für die Einstellinse. Die Strichplatte kann nach Abschrauben des Ringes L_2 justiert werden. Mit dem Fernrohr verbunden ist ein Grobvisier $M M_1$ und eine Wendelibelle N, die mit Kreuzlochschraube N_1 berichtigt werden kann. Für die Kippung des Fernrohres sind die Klemme O und die Mikrometerschraube O_1 vorgesehen. Mit der Kippung des Fernrohres ist die Schwenkung des Lineals H auf dem Meßtisch auf gleiche Winkelbewegung durch die Schnappeinrichtung P gekuppelt. Bei dem Übergang zur Auftragung der anderen Seite wird das Fernrohr nach Lösen der Rast P um 180° durchgeschlagen und wieder eingerastet. Zu dem Gerät gehören drei Lineale: eines, H mit Teilung nach beiden Richtungen von O aus für kürzere Entfernungen, zwei H_1 und H_2 mit einseitiger Teilung nach rechts bezw. links für größere Entfernungen. Die Entfernungslatte kann an einem Fluchtstab A mit Dezimeterteilung auf- und abgeschoben und geklemmt, ferner mit deren Visier F senkrecht zur Ziellinie gerichtet werden. Für die Benutzung als Kippregel wird durch den Stecker R das Lineal fest mit dem Fuß verbunden und die Fernrohrkippung durch Ausrasten von P freigegeben. Es ist ferner ein Höhenkreis Q_1 vorgesehen, der mit Nonius Q_1 und Lupe Q_3 abgelesen wird.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 20. November erschienene Heft 22 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Der Düngekalksilo der Rheinischen Kalksteinwerke G. m. b. H. in Wülfrath. — Dr. techn. Ing. R. Genttner: Der Eisenbeton-Trägerrost. (Auszug aus der Doktordissertation an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag.) — Dr.-Ing. H. Leitz: Über die Eckenwirkung bei freiaufliegenden Platten. — Prof. E. Suenson: Eisenbetonquerschnitt mit exzentrischer Normalkraft.

Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für drei neue Rheinbrücken bei Ludwigshafen—Mannheim, Speyer und Maxau. Wie die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft uns mitteilt, haben die von ihr ausgeschriebenen Skizzenwettbewerbe für die drei neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen—Mannheim, Speyer und Maxau eine sehr rege Beteiligung gefunden. Bis zum Zeitpunkte für die Ablieferung der Arbeiten, dem 13. Oktober 1928, sind einschließlich Nebenentwürfen für die Brücke bei Ludwigshafen—Mannheim 138 Entwürfe, für die Brücke bei Speyer 125 und für die Brücke bei Maxau 124 Entwürfe eingegangen. Die große Zahl der Entwürfe macht es notwendig, die Preisgerichte für die drei Brücken nacheinander zusammentreten zu lassen. Zunächst wird das Preisgericht für die Brücke bei Ludwigshafen—Mannheim seine Arbeiten aufnehmen. Nach Bekanntgabe des Ergebnisses dieses Wettbewerbs sollen dann die Entwürfe für die beiden Brücken bei Speyer und Maxau geprüft werden. Diese Arbeiten werden sich vermutlich bis in den Anfang des nächsten Jahres hinein erstrecken. Sämtliche Entwürfe sollen nach Abschluß der Arbeiten der Preisgerichte öffentlich ausgestellt werden.

Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. Am Donnerstag, den 6. Dezember, 18 Uhr, findet im großen Festsaale des Hotels Prinz Albrecht, Berlin SW 11, Prinz-Albrecht-Straße 9, ein Vortrags-Abend statt. Regierungsrat Wilke, Berlin, spricht über „Die Behandlung der Anlandungen nach in Preußen geltendem Wasserrecht"; ferner Regierungsbaurat Henninger, Karlsruhe, über „Das Schluchseewerk und seine Bedeutung". Gäste, auch Damen, sind willkommen. — Im Anschluß an die Vorträge findet ein Abendessen statt, später Vorführung des Films der Bundesfilm-A.-G. „Das Wasser, seine Gewinnung und Veredlung". Anmeldung zum Abendessen an die Geschäftsstelle, Berlin-Halensee, Joachim-Friedrich-Straße 50.

Vereinigung der Prüfingenieure für Statik in Westdeutschland. Unter dieser Bezeichnung haben sich im Juni ds. Js. die Prüfingenieure Westdeutschlands, d. h. der Provinzen Hannover, Hessen-Nassau, Westfalen und der Rheinprovinz, zusammengeschlossen zum Zwecke gemeinsamer Vertretung ihrer Interessen, weiteren Ausbaues der Einrichtung des Prüfingenieurwesens usw. Der Vereinigung gehören etwa 45 % aller in Preußen berufenen Prüfingenieure an. Die Geschäftstelle befindet sich in Düsseldorf, Boltensternstr. 14; sie erteilt auch Interessenten Auskunft über alle das Prüfingenieurwesen betreffenden Fragen.

Der Heinzelmann-Auflader. Bei den Bemühungen zur Erzielung eines wirtschaftlichen Betriebes im Bauwesen ist man bestrebt, die unproduktiven Kosten auf ein Mindestmaß herabzudrücken. Besondere Beachtung ist hierbei dem Förderwesen zu schenken, das die Selbstkosten mitunter bis zu 50 % beeinflußt. Nur durch neuzeitliche Ausgestaltung und Mechanisierung der gesamten Förderarbeit aber lassen sich die Förderkosten wesentlich herabsenken.

Bei dem Transport der Massen- und Schüttgüter ist die Schaufelarbeit von Hand auszuschalten und durch geeignete mechanische Ladevorrichtungen zu ersetzen. In den meisten Fällen haben bisher zu diesem Zweck Becherbagger Verwendung gefunden. Die Firma Heinzelmann & Sparmberg in Hannover bringt nun in neuerer Zeit den sogen. Heinzelmann-Auflader auf den Markt, der in verschiedener Hinsicht den Vorzug vor den Becherbaggern verdient und im folgenden in bezug auf seine Wirtschaftlichkeit einer kritischen Betrachtung unterzogen werden soll.

Der Heinzelmann-Auflader (Abb. 1) besteht aus einer schraubenförmigen Zubringerschnecke, die das Fördergut einem Becherwerk zuschiebt. Die Becher heben es hoch und entleeren sich am Auswurf auf ein seitlich schwenkbares Förderband, von dem das Gut in den zu beladenden Wagen fällt. Eine wesentliche Neuerung im Vergleich mit ähnlichen Förderern stellt die Zubringerschnecke dar, die aus zwei Schrauben (Schnecken) besteht, die je auf der nach beiden Seiten verlängerten unteren Umführungsachse des Becherwerks sitzen und entgegengesetzte, nach der Becherkette hin wirkende Förderrichtung haben. Diese Zubringerschnecken füllen die Becher stets gleichmäßig und vollständig. Es ist dadurch

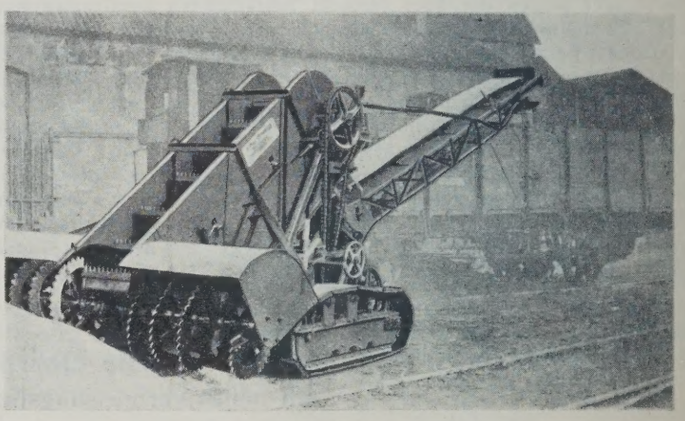


Abb. 1. Heinzelmann-Auflader.

möglich, den Lagerplatz in einer Breite von 2,8 m abzutragen, so daß nur wenig Verschiebearbeit des Verladers nötig ist. Ein weiterer wesentlicher Vorteil ist in dem schwenkbaren Förderbande zu erblicken, das die Beladung eines Wagens, überhaupt den Transport des Fördergutes an jeder gewünschte Stelle gestattet, ohne daß man den Wagen verschieben müßte.

Der Auflader ist fahrbar auf einer kräftigen Raupenbänderkonstruktion aufgebaut. Er arbeitet daher auch auf weichem oder unebenem Boden und ist unabhängig von einem Gleisweg oder einer Fahrbahn. Durch diese breiten Raupenbänder, die jedes Hindernis zu nehmen gestatten und dem Auflader eine gute Wendigkeit geben, ist die Verwendungsmöglichkeit des Heinzelmann-Aufladers eine recht vielseitige.

An die Leistungsfähigkeit des Aufladers können große Anforderungen gestellt werden; er fördert Sand, Pflasterkies bis Betonkies, Kohle, Koks, Phosphate, Schlamm u. dergl. Die Leistung beträgt etwa 30 m³ Fördergut stündlich; zum Antrieb ist ein Motor von 10 PS Leistung (bei einer Betriebsspannung von 220/380 V) erforderlich; die Bedienung geschieht durch einen Mann.

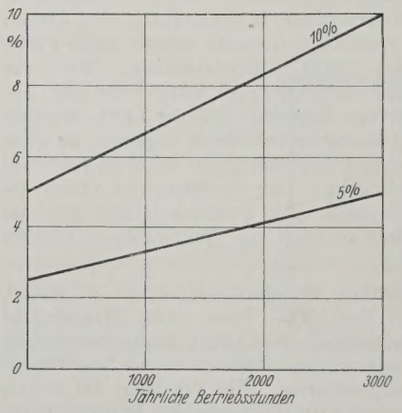


Abb. 2. Veränderlichkeit der Abschreibungsziffer bei verschiedenen jährlichen Betriebsstunden.

Die Prüfung der Wirtschaftlichkeit des Heinzelmann-Aufladers ergibt folgendes Bild. Die Anschaffungskosten betragen rd. 7800 R.-M. Bei jährlich 3000 Betriebsstunden wird für den Auflader eine Lebensdauer von zehn Jahren angenommen, was einer Abschreibungssumme von 10 % entspricht. Bei Verminderung der Betriebsstundenzahl gegenüber dem Normalwert 3000 verringert sich ebenfalls die Abschreibungsziffer, und zwar nach der Aumundschen Formel

$$a = 10\left(1 - \frac{3000 - x}{2 \cdot 3000}\right)\%,$$

worin a die Abschreibungsziffer, x die Zahl der tatsächlichen Betriebsstunden bedeutet. Die Veränderlichkeit der Abschreibungsziffer zeigt Abb. 2.

Unter Berücksichtigung dieser veränderlichen Abschreibungsziffer und Annahme eines festen Zinssatzes von 5 % sind die Anlagekosten A berechnet und in Abb. 3 in R.-M./Std. und Pf./m³ berechnet.

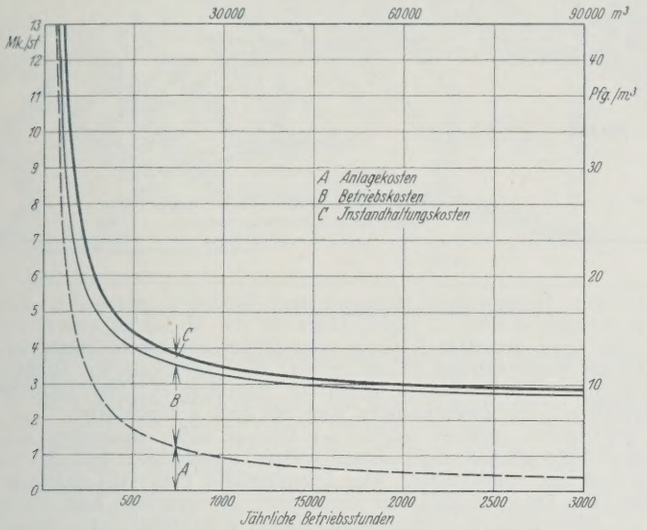


Abb. 3. Förderkosten in R.-M./Std. und Pf./m³.

Die Betriebskosten für 1 Std. und 1 m³ sind konstant (Stromverbrauch 8 kWh zu 0,14 Pf./kWh, Lohn 1 R.-M./Std., Schmier- und Putzmaterial 0,13 R.-M./Std., zusammen 2,25 R.-M./Std.[1]).

Die Instandhaltungskosten C sind ebenfalls von der jährlichen Betriebsstundenzahl abhängig, und zwar wird bei normalem 3000-Std.-Betrieb mit 5 % Ausbesserungskosten gerechnet. Bei geringerer Betriebszeit ändert sich der Prozentsatz wiederum nach obiger Formel.

Die jährlichen Einzel- und Gesamtkosten in Abhängigkeit von verschiedener Betriebszeit und verschiedener Jahresleistung sind in Abb. 4 zusammengestellt.

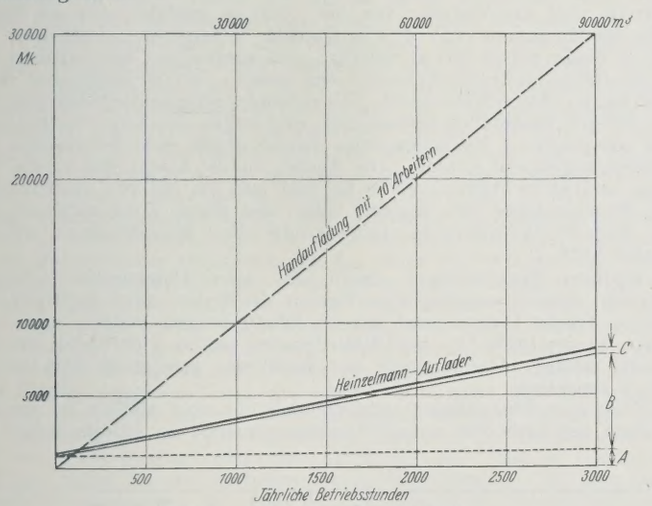


Abb. 4. Jährliche Gesamtkosten.

Vergleicht man die Förderkosten des Heinzelmann-Aufladers mit dem Beladen von Hand, so sind, da ein Mann beim Beladen von Fuhrwerken usw. durchschnittlich 3 m³/Std. leistet, bei gleicher Leistung von 30 m³/Std. zehn Mann erforderlich. Schon bei einer jährlichen Betriebszeit von 800 Stunden, das ist bei täglich 8 Std. Arbeitszeit in 100 Tagen, entsprechend einer Jahresleistung von 24 000 m³, würden sich daher die Anschaffungskosten bezahlt machen. Der Heinzelmann-Auflader ist also als ein sehr wirtschaftliches Fördermittel anzusehen.

Sobald man die Jahresleistung eines Betriebes kennt, läßt sich aus den Kurven leicht errechnen, wie hoch sich die Förderkosten bei Aufladung durch Heinzelmann-Auflader belaufen. In den meisten Fällen werden sich bedeutende Betriebsersparnisse ergeben.

Dipl.-Ing. Joh. Grunow, Berlin-Pankow.

[1]) Ein in den städtischen Kiesgruben in Göttingen in Betrieb befindlicher Auflader fördert bei einem Stromverbrauch von 6 kW (10-PS-Drehstrom-Motor) 36 m³/Std. Der Verbrauch an Schmier- und Putzmaterial beträgt für sechs Arbeitstage 1,5 kg Maschinenöl, 0,1 kg Motorenöl, 2 kg Staufferfett, 0,4 kg Putzwolle, was einem Verbrauch von 0,04 R.-M./Std. entspricht. Die in der Rechnung angenommenen 0,13 R.-M./Std. entsprechen also weitaus dem wirklichen Verbrauch.

Hochwasserschutz. Die Frage des Hochwasserschutzes ist nach einem Vortrage von Hofrat Prof. Ing. R. Halter, Wien, vom 9. Mai 1928 nach folgenden Gesichtspunkten zu unterteilen:

1. Die Bestimmung des Höchstwassers nach vorhergegangenen Ereignissen oder nach Kombination genugsam beobachteter Einzelereignisse.

Sie ist zumeist nur eine annähernde, weil zu viele Faktoren untereinander in Kombination treten, so daß die Rechnung eine vielfach unbestimmte wird. Hochwassermarken aus früheren Jahrhunderten, zu welchen Zeiten noch keinerlei Aufzeichnungen über meteorologische Ereignisse bestanden, die zu diesen Hochwässern führten, sind nur mit Vorsicht zu gebrauchen. Die Abflußverhältnisse an Flüssen sind mit der Zeit veränderlich, die Durchflußflächen eines Flußprofiles sind während der Kulmination einer Hochwasserwelle andere als vor- und nachher, die maßgebenden Wasserspiegelgefälle sind oft nicht genügend scharf festgesetzt, der Erhebung hydrometrischer Daten während des Hochwasserabflusses stehen oft bedeutende Schwierigkeiten entgegen, die Berechnung der Geschwindigkeit nach einer der vielen Formeln, die bei Kleinwasser zutreffende Werte ergeben und auf der Fiktion der parallelen und gleichförmigen Wasserbewegung aufgebaut sind, versagen bei ungleichförmigen und turbulenten Strömungsvorgängen.

Nur durch eine viel intensivere Naturbeobachtung, als sie derzeit aus Mangel an Kräften im hydrographischen Dienste vorgenommen werden kann, wenn sie das Verhältnis zwischen Niederschlag und zugehörigem Abfluß weiter durchgebildet haben wird, kann der hydrographische Beobachtungsdienst an wissenschaftlichem und praktischem Wert gewinnen.

Überall dort, wo man noch an Schutzdammanlagen festzuhalten gezwungen ist, wird die Krone der Dämme bedeutend höher zu halten sein. Diese sogenannte Sicherheitshöhe wird nicht nur wegen der Unbestimmtheit des Höchstwassers, sondern auch deswegen schon notwendig, weil der Damm verschiedenartigen Angriffen ausgesetzt ist, wie der Erscheinung des Setzens, die oft noch nach Jahren fortdauert, sowie der Wirkung der Stürme und des Eises. Diese Wirkung wird umso bedeutungsvoller sein, je länger die Zeitdauer des Hochwassers ist. Die volle Sicherheitshöhe ist daher von zahlreichen Umständen abhängig und ist fallweise genau zu beurteilen. Als ein rohes, noch in jedem einzelnen Falle zu überprüfendes Mittelmaß kann eine Sicherheitshöhe von doch mindestens 1 m in Anschlag gebracht werden. Wir werden also in jedem einzelnen Falle zwischen hydrologischer und baulicher Sicherheitshöhe zu unterscheiden haben.

2. Die Wirkung der Dämme, ihre Vor- und Nachteile.

Die Eindämmung eines Flusses steigert die Wasserspannung, die Abflußgeschwindigkeit und die Schleppkraft desselben und verursacht erhöhten Angriff auf das Flußbett und die Gerinneböschungen. Das gibt zu erhöhten Schutzmaßnahmen Veranlassung.

Die Sinkstoffablagerungen, denen oft düngender Wert beizumessen ist, werden den verdämmten Flüssen entzogen; verbleiben zwischen den Dämmen und den Schutzdämmen Vorländer, so werden auf diesen die Sinkstoffe abgelagert.

Mit der Zeit werden diese Erhebungen immer mehr anwachsen, die Dämme werden ebenfalls erhöht, und so wird das Hochwasser immer mehr über den ehemaligen Talgrund gehoben, der Hochwasserspiegel zieht hoch über den Talgrund dahin, es fließt wie in einem Troge, höher als das zu schützende Gebiet. Dammbrüche treten dann nicht selten ein und ziehen furchtbare Folgen nach sich.

Durch solche Anlagen wird die Vorflut der zumündenden Bäche und Flüsse aufgehoben und erschwert, bei durchlässigen Untergründen tritt das Grundwasser unter dem Drucke des Hochwassers bei den Dämmen hervor, wird auf diesem Wege des Sinkstoffes beraubt, tritt also als Quellwasser sinkstoffrei in das geschützte Hinterland, und dieses ausgelaugte Wasser wirkt dann auf das geschützte Gebiet nicht vorteilhaft, es bilden sich mit der Zeit hinter den Dämmen oft förmliche Grundwasserbäche. Ihre Ableitung ist dann öfters erst nach dem Ablaufe des Hochwassers durch Siele möglich.

Nur durch sogenannte Paralleldämme ist die Ableitung des Hinterlandwassers noch während der Zeit des Hochwassers im Flusse möglich.

Das systematische Eindämmen der Flüsse beschleunigt auch die Flutwelle und ruft dadurch oft Überschwemmungen in den unteren Teilen eines Tallaufes hervor, die vordem nicht durch Hochwässer gefährdet waren. Die Aufhebung der natürlichen Retentionsbecken bringt dann die Verdämmung eines ganzen Flusses mit sich.

Die Vorteile der Verdämmung der Flüsse bestehen dann allerdings bei sorgfältiger Instandhaltung der Anlage in der völligen Sicherheit für Kulturen, Ansiedlungen und Verkehrsmittel.

3. Der Dammbau und die neuesten Forschungen darüber.

Der Dammbau ist in neuerer Zeit auf Forschungen und Versuche aufgebaut, die frühere Bauweisen überholt erscheinen lassen. Wenn auch den wasserseitigen Dammdichtungen nach wie vor die größte Aufmerksamkeit gewidmet wird, ist die Einsicht durchgedrungen, daß der Dammkörper doch immerhin als Grundwasserträger aufzufassen ist, und daß der Wasseraustritt auf der landseitigen Böschung nicht gehemmt werden darf, um nicht Durchweichungen des Damminneren zu verursachen. Die Konsistenz und Konstruktion der Dammlagen auf der Landseite muß aber eine solche sein, daß die nötige Widerstandskraft gegen die Ausspülung gesichert ist.

4. Die Organisation des Dammüberwachungs- und Dammverteidigungsdienstes ist bei den Dammanlagen an den großen Strömen bereits in befriedigender Weise gelöst, wie z. B. bei den Schutzdämmen an den niederösterreichischen Donaudammstrecken.

An den zahlreichen Dämmen an den Bächen des Flachlandes ist da noch manches zu tun, zumal der Überwachungsdienst und der Verteidigungsdienst der Bevölkerung selbst überlassen bleiben muß.

5. Die Ausgestaltung der Wasserstandsprognose für Hochwässer wäre im Sinne der Verlängerung der Prognosenfrist zur Erzielung genügender Zeit für die Sicherungsarbeit höchst wünschenswert.

6. Die Wasserwehren und ihre Entwicklung bei Unterweisung der Bevölkerung durch erfahrene Fachmänner.

7. Die Schließung der Dammbrüche während des Hochwasserergusses und nach Ablauf der Flutwelle.

8. Sekundäre Schutzmaßnahmen. Im Falle eines Dammbruches ergießen sich die Fluten ins Hinterland, das sich vor solchen Katastrophen geschützt dünkte. Die Aufgabe solcher sekundärer Schutzmaßnahmen wäre es, die dann unvermeidlichen Schädigungen an Hab und Gut und Liegenschaften auf ein Mindestmaß einzuschränken.

Diese Maßnahmen sind mannigfacher Art, wie z. B. der Einbau von Öffnungen in aufgedämmten Kommunikationen, die wie eine Talsperre wirken, in sekundären Schutzdämmen für geschlossene Ortschaften, wobei die Aktivierung und Ergänzung alter Schlafdeiche in Erwägung zu ziehen wäre (u. Umst. sogar Ringdämme), weiter im Ausbau von Straßenzügen in Ortschaften des Überschwemmungswassers (z. B. in Neusiedl a. d. Zaya).

Einbauten in die Hauptdämme, die durch entsprechendes, zeitgerechtes Öffnen die Rückleitung des Überschwemmungswassers in den Hauptfluß ermöglichen, ohne erst mit Sprengungen vorgehen zu müssen, gehören auch hierher usw.

9. Maßnahmen an nicht verdämmten Flüssen und Bächen.

Diese Gerinne finden wir viel häufiger als solche mit Schutzdammanlagen. Hier kommen behufs Abminderung der Hochwassergefahren, bezw. der Hochwasserschäden, folgende Maßnahmen in Betracht:

a) Beseitigung einzelner im Inundationsgebiete gelegener Häuser und Häusergruppen.
b) Strengere Handhabung der Bauordnungen für Anlagen im Inundationsgebiete.
c) Beseitigung schädlicher Stauanlagen älterer Bauweisen.
d) Anordnung von Flucht- oder Rettungshügeln.

10. Die Ermittlung der möglichen Inundationsgrenzen und deren Bekanntgabe an die Bevölkerung, um die vollständige Bergung der Güter bei selbst säkulären Hochwässern sicherzustellen.

11. Organisation des Rettungsdienstes.

12. Die sorgfältige Beobachtung der Veränderungen der Flußläufe und der Stauweiherräume durch Ablagerung von Geschieben und Sinkstoffen.

13. Die Wildbachverbauung erscheint als eines der wirksamsten Mittel dagegen, wie die Wildbachverbauungen in Österreich glänzend erwiesen haben und in Fortsetzung ihrer Aktionen noch weiter erweisen werden. Nur wird es notwendig, auch außerhalb Österreichs den Gemeinsinn weiter zu entwickeln und der meist armen Gebirgsbevölkerung weitgehend durch finanzielle Unterstützung entgegenzukommen.

14. Die Wirkung des Eises und die Bekämpfung der Eisgefahren.

15. Die Wechselwirkung zwischen Hochwasser und Energienutzung.

16. Instandhaltung und Wasserpolizei.

17. Die Schadenversicherung.

Bezüglich der Instandhaltung der Gerinne, ihrer Überwachung durch eine entsprechende Wasserpolizei und der Heranziehung des Versicherungsgedankens liegen schon verschiedene Anregungen vor.

Eine bedeutungsvolle Anregung rührt von Oberbaurat Winkler in Klagenfurt her, der die Schaffung eines Schutzbundes gegen Hochwasserschäden vorschlug.[1])

Ein eigener Ausschuß des Wasserwirtschaftsverbandes der österreichischen Industrie beschäftigt sich gegenwärtig mit dieser Anregung Winklers. Hierbei wird auf vorstehende 17 Richtlinien Bezug zu nehmen sein.

Die Entwicklung des Hafens von Marseille und die geplanten Erweiterungen. Nach einem Berichte in „The Dock and Harbour Authority“ 1928 Nr. 91 (Mai) können für die Entwicklung des Personen- und Güterverkehrs folgende Angaben dienen.

	Tonnen	Passagiere
1860	2 000 000	—
1880	4 000 000	—
1910	8 000 000	—
1913	9 000 000	556 000
1921	—	680 000
1925	—	782 000

Im Jahre 1913 betrug die gesamte Kailänge 15 km. Damals wurde der Bau des Wilson-Beckens, das nunmehr fertiggestellt ist und 2,6 km Kailänge hat, begonnen. Gleichzeitig damit waren ausgedehnte Pläne für die Erweiterung fertiggestellt. Es sollten noch

[1]) S. Zeitschr. d. elektrotechn. Vereins in Wien, 1927, Heft 9; ferner: „Die Wasserwirtschaft“ 1928, Nr. 7 vom 1. April.

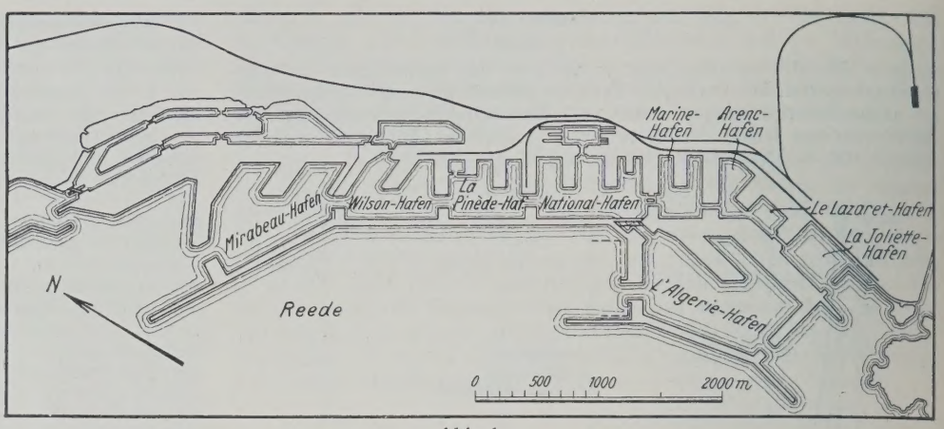


Abb. 1.

zwei neue Hafenbecken Mirabeau und L'Algerie geschaffen werden. Diese Anlagen sollten in einem Zeitraum von 20 Jahren erbaut werden und mit einer gesamten Kailänge von 26 km bei einem jährlichen Zuwachs des Warenverkehrs von 3% einen Umschlagverkehr von 16 000 000 t ermöglichen. Die Baukosten waren mit insgesamt 247 Mill. Goldfranken veranschlagt. Die Erweiterungen sind aus Abb. 1 ersichtlich.

Die Bauten konnten wegen des Krieges nicht ausgeführt werden. Im Jahre 1924 wurden die Baupläne wieder aufgenommen und gleichzeitig verbessert und umgestaltet. Der ursprüngliche Plan sah einmal keinen genügenden Abschluß gegen die See zu vor. Die einzelnen Kais, besonders die am Rhônekanal zu errichtenden, waren dicht neben- und ineinandergelegt. Dadurch bestand einmal die Gefahr eines nicht unbedeutenden, die Schiffsicherheit und die Warenbewegung gefährdenden Wellenschlags durch die starken nordwestlichen Winde. Außerdem wären zur Bewältigung des Warenverkehrs eine Reihe von Brücken über die nördlichen Schiffdurchlässe notwendig gewesen. Die Anlegeplätze waren schmal und die sieben 300 m langen Kais gestatteten nur das Anlegen von je einem 180 m langen Schiff. Der nunmehr vorgesehene neue Plan vermeidet diese Nachteile.

Abb. 2 zeigt strichpunktiert die geplanten Bauten. Der Wellenbrecher ist näher ans Ufer gelegt, umschließt das gesamte Hafenbecken und ist mit einer Einfahrt von 225 m versehen. Die gesamte Kaifläche ist, in erster Linie durch Verkleinerung der nordwestlichen Kaispitze, kleiner. Dadurch wird ein Vorhafen von 850 × 850 m gebildet und die Anlage eines Wendebeckens von 400 m Durchm. ermöglicht. Zwei Kais von 175 m Breite mit je 500 m Kailänge sind vorgesehen, die zwischen sich je ein 160 m breites Hafenbecken frei lassen. Am Wellenbrecher selbst sind wegen der Schwierigkeit, ausreichende Schienenverbindungen mit den übrigen Hafenteilen herzustellen, und wegen der hohen Kosten keine Kais vorgesehen. Es sollen aber Einrichtungen zum Festmachen von Schiffen angebracht werden. Die Kosten für die Anlage mit 4,3 km Kailänge und einer Fläche von 55 ha sind auf 338 Mill. Fr. veranschlagt. Ehe der eigentliche Bau beginnt, sollen mit einem Kostenaufwande von 48,5 Mill. Fr. Wellenbrecher zum Schutze des Wilsonbeckens errichtet werden (Abb. 2).

Südliche Erweiterungen durch das neue Hafenbecken L'Algerie schlossen sich im ursprünglichen Plan an das Becken der Kriegsflotte, das Arenc-, das Le Lazaret- und das La Joliette-Becken südlich nach dem Meere zu an (Abb. 1). Der Wellenbrecher sollte gleichzeitig als Kai benutzt werden. Der nunmehr zur Ausführung gelangende Plan ist aus Abb. 3 ersichtlich.

Das neue Pharo-Becken schließt sich nur noch südlich an das vorhandene und nach dem neuen Plan auszubauende La Joliette-Becken an,

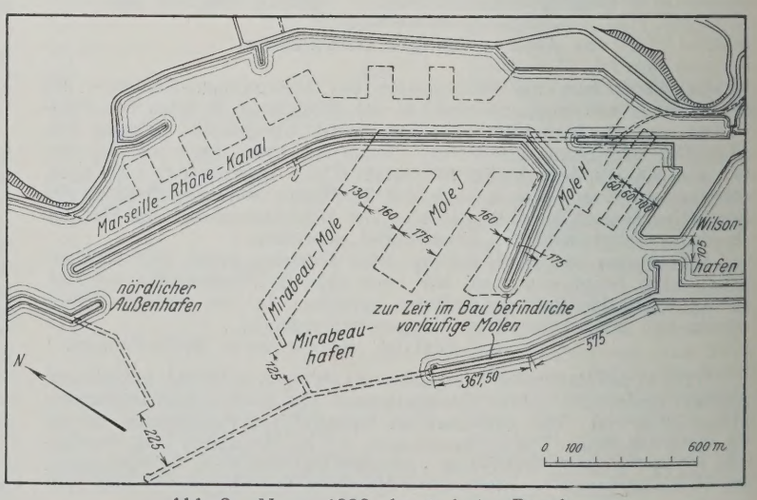


Abb. 2. Neuer 1926 abgeänderter Bauplan.

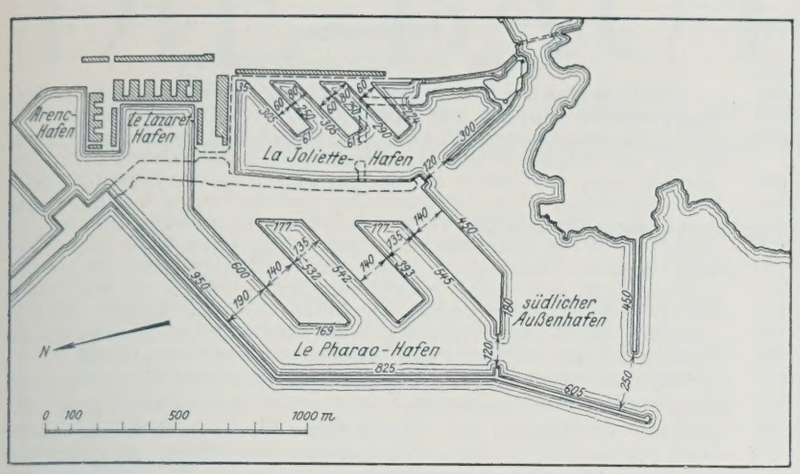


Abb. 3. Neuer 1926 abgeänderter Bauplan.

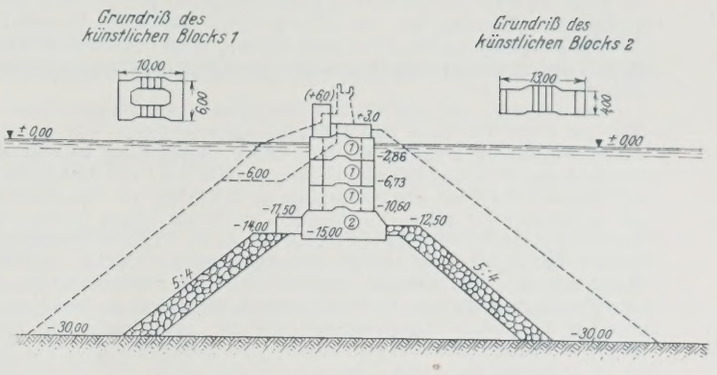


Abb. 4. Wellenbrecher des Le Pharao-Hafens.
(Bisherige Wellenbrecher gestrichelt gezeichnet.)

und ist durch die La Joliette-Querverbindung ausreichend mit dem Hafenhintergelände verbunden, so daß keine den Schiffsverkehr hindernden Brücken nötig werden. Der neue 3,7 km lange Wellenbrecher dient nur als solcher, umgibt die gesamten neuen Anlagen und bildet einen genügend großen Vorhafen mit einer 250 m breiten Einfahrt. Die drei neuen Kais sind 140 m breit u. 600 bezw. 532, 542 bezw. 393 und 545 bezw. 450 m lang. Der an das alte La Joliette-Becken anschließende neue Kai soll 150 m breit werden. Um die Verbindung des neuen Pharo-Beckens mit dem alten Le Lazaret-Becken herzustellen, wird der entsprechende Teil des alten Wellenbrechers beseitigt.

Der neue Wellenbrecher (Abb. 4) wird in derselben Weise wie die von Genua und in Algier hergestellten errichtet. Auf einem bis 14 m unter die Wasseroberfläche reichenden Schotterbett werden die den Wellenbrecher bildenden Blöcke aus Gußbeton gelagert. Die Bauweise ist billig, rasch auszuführen, beansprucht weniger Platz, und es können für etwa notwendige Durchbrüche leicht einige der Blöcke entfernt werden. Auch der Ausbau zu einem Kai läßt sich leicht ermöglichen. Die Kaimauern werden aus Gußbetonblöcken von 7,75 m Länge hergestellt. Die Wassertiefe beträgt 13 m. Die gesamte Kailänge beträgt 4,2 km, die verfügbare Fläche 34 ha und die Wasserfläche 60 ha. 14 einstöckige Lagerhäuser von 640 m Breite und 150 bis 200 m Länge mit einem bedeckten Raum von 90 000 m² werden errichtet. Etwa 100 Krane von 1,5 bis 3 t (neben einigen zu 5 t) sind vorgesehen. Auf je 150 m Kailänge sind vier Krane gerechnet. Jeder Kai erhält acht Schienenstränge, zwei an jeder Außenseite und zwei an jeder Seite seines mittleren Hauptweges. Ein doppelter Schienenstrang verbindet die Kais mit den vorhandenen Gleisanlagen. Die veranschlagten Baukosten betragen 84 Mill. Fr., und zwar 36 000 Fr. für 1 lfd. m des westlichen Wellenbrechers und 20 000 Fr. für 1 lfd. m des südlichen, in seichtem Wasser zu errichtenden Wellenbrechers, 18 000 Fr. für 1 lfd. m Kaimauer, Lagerhäuser 50 Mill., Krane 24 Mill., Eisenbahnanlagen 6 Mill. und elektrische Ausrüstung 4 Mill. Fr.

Das La Joliette-Becken wird von 22 ha auf 33 ha Kaifläche vergrößert, der alte Wellenbrecher abgerissen und ein neuer 300 m langer südöstlich verlaufender Wellenbrecher mit einer 120 m breiten Einfahrt errichtet. Drei neue Kais, 60 m breit und 300 m lang, werden im Abstande von 80 m voneinander erbaut. Der Wellenbrecher wird aus Gußbetonsenkkasten errichtet, die an Land gebaut, versenkt und mit Kalksteinen und Zement ausgefüllt werden. Die Kaimauern werden aus verankerten künstlichen Blöcken hergestellt, die auf einem 8,5 m unter dem Nullspiegel liegenden Fundament ruhen. Die Wassertiefe beträgt 8 m. Jeder Kai erhält einstöckige 10 m breite Lagerhäuser und zwei Schienenstränge auf jeder Seite. Die gesamte gedeckte Lagerfläche soll 5000 m² betragen. Die Krane sollen als Halbportalkrane ausgeführt werden. Mit dem Bau des erweiterten Beckens soll längs der Kais ein neuer Personenbahnhof erbaut werden. Die Kosten des Baues sind auf 52 Mill. Fr. veranschlagt. Kaimauern 10 000 Fr./m, Lagerhäuser 10 Mill., Krane 12 Mill., Hafenausrüstung 30 Mill. 42 Mill. davon bringt die Handelskammer von Marseille, 10 Mill. der Staat auf. Von den geplanten Erweiterungen sollen zuerst die südlichen des La Joliette-Beckens, dann das Pharo-Becken und zuletzt das Mirabeau-Becken ausgeführt werden. Schm.

Fußwegunterführung in Highland Park (Mich.). In Highland Park (Mich.), einer Vorstadt von Detroit, wurden, nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 9. August 1928, Fußgängerunterführungen erbaut, um Schulkindern den Zugang zur Schule beim Kreuzen verkehrsreicher Straßen zu erleichtern. Zunächst sind zwei solcher Unterführungen versuchsweise unter der Cortland-Straße und unter der Pilgrim-Straße erbaut worden (Abb. 1 u. 2). Die erstere hat eine lichte Tunnelhöhe von 2,13 m, die letztere eine solche von 2,03 m bei einer Tunnelbreite von 1,83 m. Die Bauwerke sind in Eisenbeton ausgeführt. Zur Entwässerung des Tunnels ist bei der Unterführung unter der Pilgrim-Straße ein besonderer Pumpenschacht vorgesehen. Weitere solcher Bauwerke sind in Aussicht genommen worden, da sie einen sicheren Weg der Kinder unter den von Kraftwagen stark befahrenen Straßen hindurch auf dem Schulgange ermöglichen. Zs.

Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1927[1]) entnehmen wir, daß die in der zweiten Hälfte 1926 eingetretene günstigere Gestaltung der Verkehrseinnahmen und die vom Reiche gewährten Darlehen schon 1926 und namentlich 1927 eine etwas stärkere Förderung der Bautätigkeit ermöglichten. Zehn neue Strecken wurden dem Betriebe übergeben, gefördert wurden die Bauarbeiten an 23 Neubaustrecken, Nebenbahnstrecken, Stichbahnen und Güterverbindungsbahnen.

Der mehrgleisige Ausbau bestehender Strecken hat weitere Fortschritte gemacht. Auf der Strecke Berlin—Kremmen ist das zweite Gleis von der Havelbrücke bis Velten durchgeführt; der Bau der besonderen Vorortgleise Charlottenburg—Heerstraße mit Umsteigebahnhof Charlottenburg und Bahnhof Eichkamp ist so weit gefördert, daß mit der Einführung des elektrischen Zugbetriebes die Vorortzüge nach Spandau über die Stadtgleise der Stadtbahn verkehren können. Bei dem Bau des 3. und 4. Gleises Hamm—Wunstorf wurde der Umbau von Bahnhof Gütersloh gefördert. Mit dem Bau des 3. und 4. Gleises (Bochum) Prinz v. Preußen—Langendreer, der ersten Teilstrecke des viergleisigen Ausbaues Köln—Dortmund, wurde begonnen. Auf der Strecke Münster—Osnabrück sind die Voreinschnitte und der Sohlenstollen des Tunnels für das 3. und 4. Gleis fertiggestellt und 400 m des 584 m langen Tunnels ausgemauert. Der eingleisige Ausbau Ludwigsburg—Eßlingen wurde fertiggestellt.

Der Umbau und die Erweiterung von Bahnhöfen wurden nach Möglichkeit betrieben. Die Arbeiten für die Umgestaltung der Bahnanlagen in Königsberg i. Pr. wurden planmäßig weitergeführt. Als Ersatz für den an Polen gefallenen Bahnhof Garnsee wurde ein neuer Grenzbahnhof Garnsee (Westpr.) geschaffen und dem Betriebe übergeben. Der Ausbau der Bahnhöfe Liegnitz, Kohlfurt, Breslau-Odertor, Waldenburg-Altwasser und Neumittelwalde wurde fortgesetzt, der Umbau der Bahnhöfe Gleiwitz, Hindenburg, Beuthen, Glogau, Grünberg, Guben, Halle (Saale) weitergefördert, der des Bahnhofs Senftenberg abgeschlossen. Die Erweiterungsbauten in Altenburg, Bautzen, Chemnitz-Süd, Ebersbach, Flöha, Glauchau, Meißen, Plauen, Zittau und Zwickau wurden fortgesetzt. Der neue Abstellbahnhof Heidelberg und der Ortsgüterbahnhof Singen sind dem Betriebe übergeben worden. An zahlreichen anderen Bahnhofanlagen wurde weitergearbeitet. Die Empfangsgebäude in Westerland, Flensburg, Stettin-Zabelsdorf, Dillenburg, Stuttgart, Offenbach und die Erweiterung von Frankfurt (Main) sind vollendet und in Betrieb genommen. Die Empfangsgebäude in Königsberg Hbf., Wannsee, Charlottenburg (Kreuzungsbahnhof), Meißen, Rheine (Westf.) und St. Goar, ferner die Zollhalle Beuthen

[1]) Über den Geschäftsbericht 1926 vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 29, S. 424.

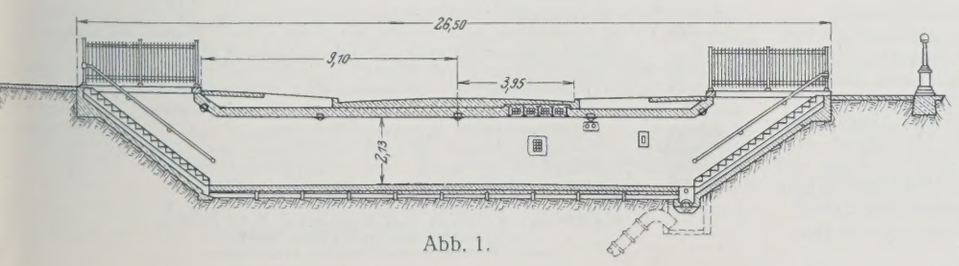


Abb. 1.

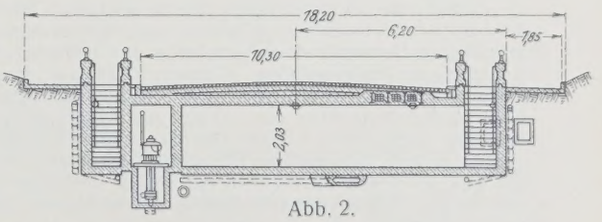


Abb. 2.
Fußwegunterführung in Highland Park (Mich.).

und der Erweiterungsbau des Reichsbahn-Zentralamtes sind im Rohbau fertig.

Über die Bahnunterhaltung wird berichtet, daß von den 723 Bogen der Berliner Stadtbahn bis zum Schlusse 1927 335 Bogen verstärkt waren. Die Wegübergänge haben einen einheitlichen, besser sichtbaren Schrankenanstrich, die bewachten verkehrsreichen Übergänge eine bessere Beleuchtung erhalten.

Der Oberbau der wichtigeren Hauptgleise auf Hauptbahnen ist auf 4136 km (1036 km über das normale Erneuerungssoll hinaus) mit Neustoffen vollständig erneuert worden, dabei ist der neue Reichsoberbau K mit Schienen S 49 auf Holzschwellen in 1978 km, der Reichsoberbau B mit Schienen S 49 auf Eisenschwellen in 2133 km, der Reichsoberbau O mit Schienen S 49 auf Eisenschwellen in 25 km Länge verlegt worden. Die Auswechslung von Schienen und Schwellen und die Verstärkung von Gleisen ist gegen 1926 etwas zurückgegangen. Ferner wurden rund 12 340 Weichen, auf einfache Weichen berechnet, erneuert. Das Reichsbahn-Zentralamt hat mit der Konstruktion der „einheitlichen Reichsbahnweichen" begonnen. Die Versuche mit der Schweißung von Schienenstößen in Gleisen und Weichen haben gute Ergebnisse gezeigt; an Stelle der 15 m langen normalen Schienen wurden solche von 30 m Länge verwendet. Es ist beabsichtigt, auf den wichtigsten Schnellzugstrecken, auf Brücken und in Tunneln allgemein Schienen von 30 m Länge auf Holzschwellen zu verlegen. Die Arbeitsverfahren zur Erneuerung und Unterhaltung des Oberbaues und der Bettung sind vervollkommnet worden, besondere Gleisverlegungsvorrichtungen sowie geeignet ausgebildete Kranwagen zum Verlegen von Weichen auf größeren Bahnhöfen wurden benutzt. Die Herrichtung eines Oberbauversuchswagens ist so weit gediehen, daß das Verhalten der Gleise im Betriebe durch Versuchsfahrten geklärt werden kann.

Über den Brückenbau und Ingenieurhochbau hat bereits Dr.-Ing. ehr. Schaper in der „Bautechnik" 1928, Heft 1 u. 2, eingehend berichtet; es darf hierauf verwiesen werden.

Die Signal- und Sicherungsanlagen sind an vielen Stellen erweitert und verbessert worden. Eine größere Zahl veralteter und abgenutzter Stellwerke wurde erneuert und gegebenenfalls für Kraftbetrieb eingerichtet. Die Ausrüstung von Bahnlinien mit elektrischer Streckenblockung wurde fortgesetzt. Auf vielen Bahnhöfen ist die elektrische Beleuchtung der Weichen- und Signallaternen eingeführt worden. Die Lichttagessignale der Reichsbahn sind in bezug auf die Lichtwirkung erheblich verbessert worden. Die 1926 begonnene Aufstellung der Vorsignalbaken[2]) ist inzwischen fast auf allen Hauptbahnstrecken durchgeführt worden. Die Versuche mit Einrichtungen zur Übertragung der Streckensignale auf den fahrenden Zug („Zugbeeinflussungen") haben, besonders bei Anwendung elektroinduktiver Übertragungsmittel, gute Erfolge geliefert. Für die Auswertung der Zugbeeinflussung zur Betätigung der Luftdruckbremse bei Haltstellung des Signals ist eine erfolgversprechende Ausführungsform entwickelt worden. — Zum schnelleren Herbeirufen von Hilfe bei Unfällen wurde mit der Verringerung der Abstände der Fernsprechstellen auf der Strecke von 2 auf 1 km begonnen.

Die deutschen Fährschiffe der Strecke Saßnitz—Trelleborg und Warnemünde—Gjedser sind jetzt durchweg mit Bordpeilern für Navigationszwecke ausgerüstet. Ls.

Versuchsanlagen des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft am Walchensee. Einem Kommissionsbericht, der gelegentlich einer Besichtigung der im Bau befindlichen Versuchsanlagen im Obernachtal erstattet wurde, entnehmen wir folgendes:

Das Blockhaus für die örtliche Betriebsleitung ist fertiggestellt. Es enthält neben Bureau- und Lagerräumen auch eine Werkstätte und Wohngelegenheit für Angestellte und Arbeiter des Instituts und macht in seiner äußeren Form wie in seiner Innenausstattung einen günstigen Eindruck.

An den Versuchsbauten wird seit Anfang August 1928 gearbeitet. Zur Fassung des für die Versuche erforderlichen Wassers wird vom Isarüberleitungskanal des Walchenseewerks ein Einlaufkanal für 8 m³/Sek. abgezweigt, der das Wasser in ein 1400 m³ großes Verteilungsbecken führt. Von hier aus sollen die verschiedenen Versuchsgerinne und Versuchsbauten, die von Fall zu Fall zu errichten sind, mit Wasser versorgt werden. Als wichtigstes Gerinne ist ein Kanal mit 600 m Länge im Bau, der teils als Erdkanal, teils als betonierte Kanalstrecke ausgebildet ist. Der Kanal endigt in einem Meßbecken von 1200 m³ Inhalt, mit Hilfe dessen es möglich ist, auch für große Wassermengen genaue hydraulische Untersuchungen durchzuführen.

Das Forschungsinstitut hat bereits umfangreiche Untersuchungen an vorhandenen Wasserbauten und Kraftwerkanlagen, z. B. an den Anlagen des Walchenseekraftwerks, der Mittleren Isar A.-G., des Leitzachwerks usw., durchgeführt. Solche Versuche an ausgeführten Anlagen werden auch später, nach Inbetriebnahme der eigenen Versuchsanlagen im Obernachtal, fortgesetzt werden.

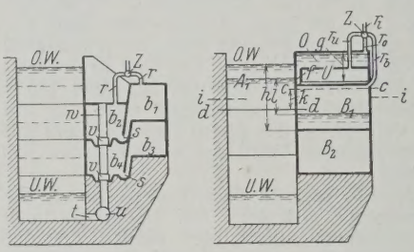
Schon die ersten Arbeiten haben wertvolle Ergebnisse gehabt und dem Institut Gelegenheit geboten, enge Beziehungen mit ersten Fachmännern in Deutschland und im Auslande (Österreich, Schweden, Schweiz, Amerika usw.) anzuknüpfen. Clemens Herschel, einer der bekanntesten Fachgelehrten in den Vereinigten Staaten von Nordamerika, sagt bei einer Besprechung über die Zukunft der hydraulischen Versuchsanstalten in „Eng. News-Rec.": „Die Obernach-Versuchsanstalt verkörpert nach meiner Ansicht den größten Fortschritt in hydraulischen Forschungen seit der Zeit, als James B. Francis mit seinen Versuchen in den 50er Jahren des vorigen Jahrhunderts in Lowell, Massachusetts, aufhörte."

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 17, S. 257.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Kammerschleuse mit in der Höhenlage gegeneinander versetzt angeordneten Gruppen von Sparbecken. (Kl. 84b, Nr. 452 210 vom 10. 7. 1925, von Hermann Proetel in Aachen.) Um die Wasserersparnis, die bei den üblichen Schleusen mit Sparbecken praktisch bis zu etwa 75 % betragen kann, noch weiter zu steigern, werden nur die Becken der tiefer liegenden Gruppe b_2, b_4 von Sparbecken zwecks Füllung und Entleerung in üblicher Weise durch Verschlußvorrichtungen v, Füllschacht w und Umlauf u mit der Schleusenkammer verbunden, während die Becken der höher liegenden Gruppe b_1, b_3 durch offene Füllschlitze s mit der ersteren in Verbindung stehen und jedes Becken durch Rohre r mit der Außenluft zu verbinden oder von ihr abschließbar ist. Ferner sind zur Vergrößerung der Wirkung über den Sparbecken zwei zur Erzeugung von verdichteter und verdünnter Luft bestimmte Hilfskammern O und U vorgesehen, von deren Decken Rohre r_o und r_u ausgehen, die mittels eines Rohres r_b mit dem Sparbecken b_1 und mittels eines Rohres r_l mit der Außenluft zu verbinden sind. Der Umlauf u ist mit der Schleusenkammer durch Stichkanäle t in offener Verbindung. Die Füllung und Entleerung der Becken geschieht durch Öffnen und Absperren der Verbindung mit der Außenluft; in das Rohr r ist der Dreiwegehahn z eingebaut. Soll bei der Entleerung der Schleusenkammer zuerst das Becken b_1 gefüllt werden, so wird durch z das Becken b_1 gelüftet, b_2 von der Außenluft abgeschlossen und das Ventil v geöffnet; das Wasser strömt durch s in das Becken b_1; nachdem b_1 gefüllt ist, stellt man den Hahn z so, daß b_1 abgeschlossen und b_2 gelüftet wird; dann füllt sich b_2, während aus b_1 nichts ausfließt. Nach beendigter Füllung von b_2 wird auch dieses Becken von der Luft abgeschlossen, dann wird das Ventil v geschlossen. Zur Vergrößerung der Füllhöhe in den Sparbecken wird die beim Überströmen des Wassers aus der Schleusenkammer in die Sparbecken und umgekehrt geleistete Arbeit ausgenutzt. Die über dem obersten Sparbecken B_1 liegenden Kammern O und U sind durch das Rohr f verbunden; die Rohre r_u, r_o, r_b und r_l sind zum Vierwegehahn Z (Abb. 2) zusammengeführt. Beim Überführen des Wassers aus Teil A_1 in B_1 beträgt anfangs der Überdruck h, wenn B_1 leer und A_1 ganz gefüllt ist. Beim Füllen von B_1 tritt die Luft aus diesem in die Kammer U über und drückt durch f das Wasser in die Kammer O, bis der Wasserstandsunterschied e zwischen der abgesenkten Schleusenkammer und dem teilweise gefüllten Sparbecken gleich dem Wasserstandsunterschied g zwischen der geleerten Kammer U und der gefüllten Kammer O ist. Dann wird r_u abgeschlossen und r_b mit der Außenluft verbunden. Wasser strömt weiter nach B_1, bis der Stand i—i erreicht ist. Jetzt wird der noch mit Luft gefüllte Teil von B_1 mit O und r_u mit der Außenluft verbunden. Es entsteht in O eine Luftverdünnung, wodurch die Luft aus B_1 abgesaugt wird und weiter Wasser aus der Schleusenkammer nach B_1 übertritt, dort zur Linie c—c steigt, in der Schleusenkammer bis zur Linie d—d sinkt, so daß zuletzt der Wasserstand in B_1 um das Maß k höher steht als in der Schleusenkammer.



Personalnachrichten.

Preußen. Der Regierungs- und Baurat i. e. R. (W.) Fritz Fischer ist der Wasserbaudirektion in Münster i. Westf. zur Dienstleistung überwiesen worden.

Dem Regierungsbaurat Spener ist die Verwaltung der zum 1. Oktober 1928 in Göttingen eingerichteten Kulturbauabteilung übertragen worden.

Die Staatsprüfung haben bestanden: die Regierungsbauführer Walter Temp, Paul Haacke, Theodor Schaerig (Wasser- und Straßenbaufach); — Rudolf Beyer, Gerhard Fuchs (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

Baden. Der Regierungsbaurat Dr.-Ing. Alfred Buntru bei der Wasser- und Straßenbaudirektion ist auf seinen Antrag aus dem badischen Staatsdienst entlassen worden.

INHALT: Die Auswechslung des Zugbandes der Stubenrauchbrücke in Berlin. — Die neue Bahnsteighalle in Königsberg (Pr.) (Schluß). — Die Querprofil-Kippregel, ein neues Vermessungsinstrument für den Bauingenieur. — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für drei neue Rheinbrücken bei Ludwigshafen—Mannheim, Speyer und Maxau. — Deutscher Wasserwirtschafts- und Wasserkraft-Verband E. V. — Vereinigung der Prüfingenieure für Statik in Westdeutschland. — Heinzelmann-Auflader. — Hochwasserschutz. — Entwicklung des Hafens von Marseille und die geplanten Erweiterungen. — Fußwegunterführung in Highland Park (Mich.). — Aus dem Geschäftsbericht der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft 1927. — Versuchsanlagen des Forschungsinstituts für Wasserbau und Wasserkraft am Walchensee. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 30. November 1928 | Heft 51

Alle Rechte vorbehalten.

Bemerkenswerte Hallenbauten in Holz.

Von Dipl.-Ing. **K. Jost**, Köln.

Im folgenden sollen einige von den Kölner Holzbau-Werken, G. m. b. H., Köln, ausgeführte hölzerne Hallenbauten erörtert werden.

I. Gewöhnlich findet der Abbund der weitgespannten Tragkonstruktionen in den Abbundhallen der eigenen Werkanlage statt, jedoch läßt sich dies nicht immer ermöglichen und erscheint auch nicht immer zweckmäßig und wirtschaftlich. Gerade hierin besteht ein wesentlicher Vorteil der Holzbauweise. Die Spezialfirmen sind dadurch nicht an ein enges Betätigungsfeld gebunden, sondern können überall wettbewerbfähig auftreten. Kommt noch hinzu, daß die Baustelle in waldreicher Gegend liegt, so entstehen keine nennenswerten Frachtkosten, die von vornherein schon zu einer Ausführung in Holz drängen. Der Abbund geschieht dann meistens unmittelbar bei dem Sägewerk, wo immer elektrischer Strom vorhanden ist.

Eine solche Bauausführung soll nachstehend näher beschrieben werden:

Die Baustelle liegt im Auslande. Die Halle dient als Rohreislagerschuppen für eine neu errichtete Reisschälmühle. Die Hauptabmessungen der Halle sind 60 m Breite, 140 m Länge, 8 m Seitenwand- und 14 m Firsthöhe. — Abb. 1 bringt eine Gesamtaufnahme der Baustelle mit dem fünfstöckigen Mühlenbau und anschließendem Lagerschuppen.

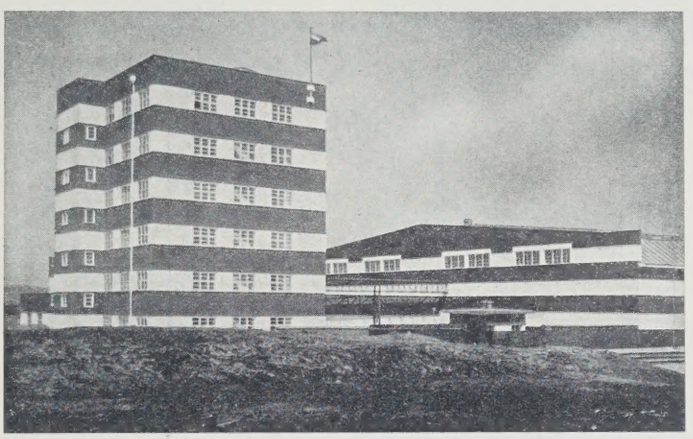


Abb. 1. Gesamtansicht einer Reismühle.

Der erste Abschnitt von 60 × 70 m mußte mit größter Beschleunigung errichtet werden, um noch die Saison im Frühjahr dieses Jahres ausnutzen zu können (Abb. 2). Mit den Arbeiten wurde nach Weihnachten 1927 begonnen. Ende März konnte die Halle dem Betriebe schlüsselfertig übergeben und mit dem Ausladen des ersten Reisschiffes begonnen werden. — Bei der kurzen Bauzeit ist noch hervorzuheben, daß in den ersten Wochen bei einer Kälte von 13 bis 15 ° gearbeitet werden mußte. Um durch ungünstige Witterungseinflüsse, besonders Schneefälle, nicht behindert zu werden, wurde der Abbund der Haupttragteile unter einem behelfmäßig errichteten Schuppen ausgeführt.

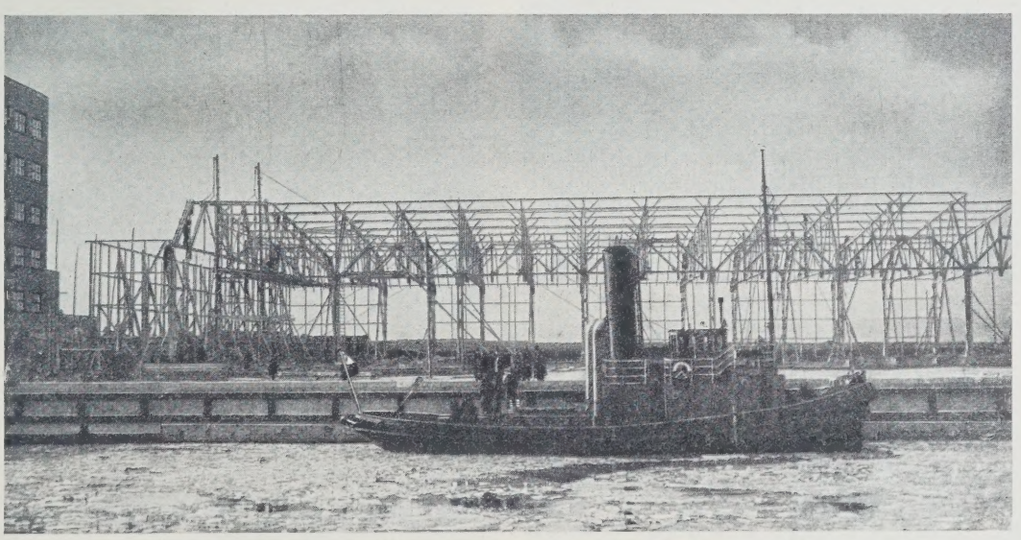


Abb. 2. Aufbau der Hallenkonstruktion für einen Rohreislagerschuppen.

Die Binder mit 5 m Belastungsbreite wurden als Zweigelenkfachwerkbinder mit Mittelstützen berechnet (Abb. 3). Der Abstand der mittleren Stützenreihe beträgt 10 m, die Zwischenbinder lagern auf Unterzügen. Die meisten Querschnitte sind zwei- und dreigurtig. Der mittlere Zugstab des Unterzuges mit $V = +22$ t wurde durch vier Rundeisen 35 mm Durchmesser gebildet. Die Zugkräfte wurden durch kehrseits ineinandergelegte U-Eisen in die Gurtungen unter Berücksichtigung des größten Stempeldruckes für Holz übertragen. Es wurde durch diese Wahl eine zentrische und einwandfreie Lagerung der Zwischenbinder auf den Unterzug erreicht (Abb. 4).

Die Hauptbinder nahmen gleichzeitig den seitlichen Winddruck auf. Die mittlere Stütze wird nur senkrecht belastet mit 44 t größtem Druck. Die Pendelsäule wurde in vier Einzelquerschnitten 15/15 cm, quadratisch, aufgelöst mit 15 cm Zwischenabstand. Die Knickaussteifung geschah durch räumlich sich kreuzende Knickhölzer, die ebenfalls durch Dübel angeschlossen wurden (Abb. 5).

Der Abstand der Windstützen in den Giebeln beträgt 5 m, die Höhe der Windböcke 8 m, die Standbreite 2 m. Die Seiten- und Giebelwände wurden ausgeriegelt und 38 cm stark mit Hohlmauerwerk ausgemauert.

Die Schiebetore in den Längswänden von 4,20 × 3,30 m laufen in diese Fugen, so daß diese nach außen geschützt liegen und innen nicht stören. Das Dach ist mit Ruberoid auf einer 2,6 cm starken, rauhen Nut- und Federschalung eingedeckt. Die Raupenoberlichter betragen 15 % der Grundrißfläche und genügen mit einigen Fenstern in den Giebeln und über den Toren vollständig zur Durchbeleuchtung der Lagerhalle. Die Oberlichter sind kittlos mit Wemasprosse (Glasdachwerk J. Eberspächer, Eßlingen a. N.) verglast.

Der Rohreis wird in Säcken von 200 kg bis zu 8 m Höhe, zwischen den Bindern bis zu 12 m Höhe gestapelt. Der Fußboden besteht aus Stampfbeton mit starkem Bohlenbelag auf engliegenden Lagerhölzern. Die Reissäcke werden durch Flaschenzüge hochgezogen, die an die Pfettenkonstruktionen angebracht sind.

Die fachwerkartige Gliederung der Binder ist nicht immer anwendbar und erwünscht, besonders, wenn eine gute architektonische Innenwirkung und größte Raumausnutzung verlangt wird, müssen Vollwandkonstruktionen gewählt werden, sowie auch dort, wo die heutige Flachbauweise geringste Konstruktionshöhe vorschreibt.

Am meisten gelangen bei der Verbundbauweise folgende Binderformen zur Anwendung (Abbild. 6):

a) der Balken auf zwei Stützen für Spannweiten bis zu 15 m;
b) der Dreigelenkbinder für vollständig freie Räume;
c) der Dreigelenkbinder mit hochgezogenem Zugband, meistens mit eingezogener Decke, für Turnhallen, Kirchen, Saalbauten usw.;
d) der Zweigelenkbogen mit Zugband auf Massivmauerwerk gelagert oder mit biegungsfesten Stützen.

Die Vollwandbinder werden aus einzelnen, kiefernen Brettlamellen in Spezialausführung unter Verwendung von bestem Kaltleim hergestellt. Maßgebend für die Querschnittsermittlung sind das Moment, die Normal- und die Querkraft an der zu untersuchenden Stelle, die entweder graphisch

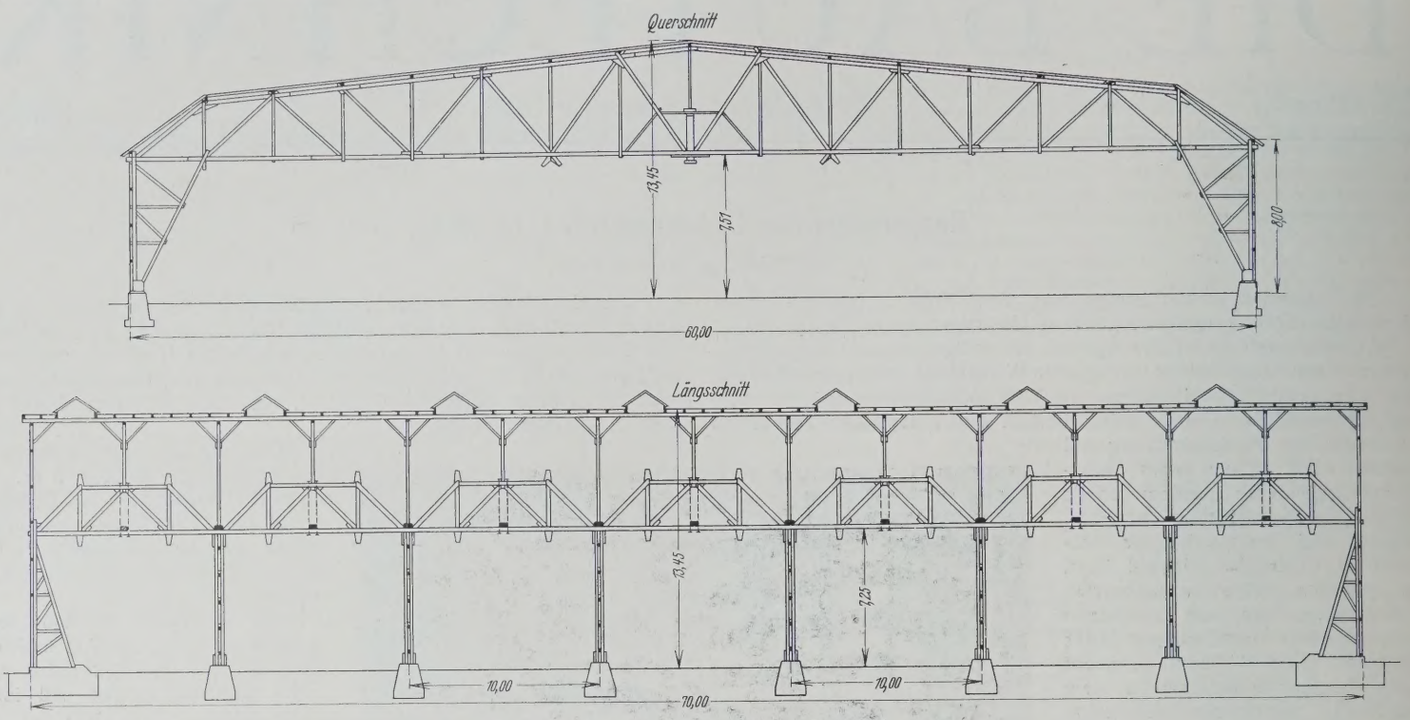


Abb. 3. Quer- und Längsschnitt des Lagerschuppens.

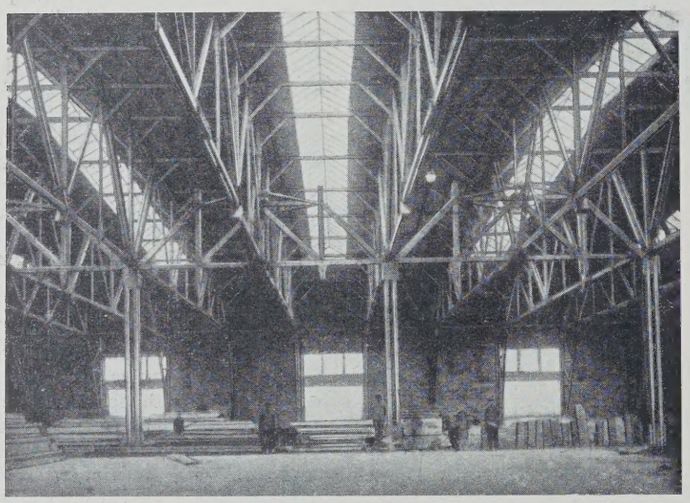


Abb. 4. Innenaufnahme der fertigen Halle.

oder rechnerisch ermittelt werden. Der Querschnitt ist I-förmig, die Flansche sind 16, der Steg 6 cm stark. Die Höhe richtet sich je nach der Beanspruchung.

II. Bei dem Neubau der Durchgangspackkammer am Hauptbahnhof Düsseldorf, durch die Oberpostdirektion Düsseldorf, sind Vollwandbinder in Vorschlag gebracht und auch zur Ausführung gelangt.

Im Bauprogramm durch das Postneubauamt wurden bei der engeren Ausschreibung folgende Forderungen gestellt:

1. Die äußere Form und Neigung des Daches muß beibehalten werden.
2. Die Binder (deren Form und Konstruktion der anbietenden Firma überlassen bleibt) müssen so konstruiert sein, daß die angegebene lichte Raumfläche frei gehalten wird. Um gegebenenfalls mit der Förderanlage noch höher zu gehen, soll nach Möglichkeit der Binder ohne Zugband bleiben.
3. Um gleichfalls eine lichte Breite zu wahren, müssen auch die Binderfüße leicht gehalten werden und dürfen nur soweit, wie konstruktiv unbedingt notwendig, in den lichten Raum hineinspringen. Um dies leichter auszuführen, sind die Binderfüße nach der Straßenwand zu 10 bis 12 cm in das 38 cm starke Mauerwerk einzulassen.
4. Auf der nach dem Eisenbahngelände hin liegenden Rückwand der Halle gehen die Binderfüße, mit Ausnahme von drei Bindern, die im freien Raum stehen, nicht bis zum Fußboden, sondern stützen sich auf eine etwa 3 m hohe Stützmauer.
5. Das Dach wird mit Schiefer auf 26 cm starker Schalung eingedeckt. Der mittlere Teil wird von Sparrenpfetten, der nördliche Querbau durch eine normale Sparren- und Pfettenlage getragen. Der südliche Querbau wird nicht als Halle, sondern als Stockwerkbau ausgebaut. An die Pfetten wird im Innern eine Rabitzdecke angehängt.

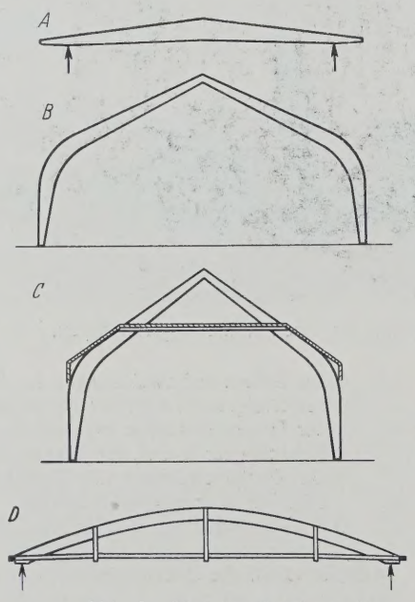


Abb. 6. Vollwandbinder.

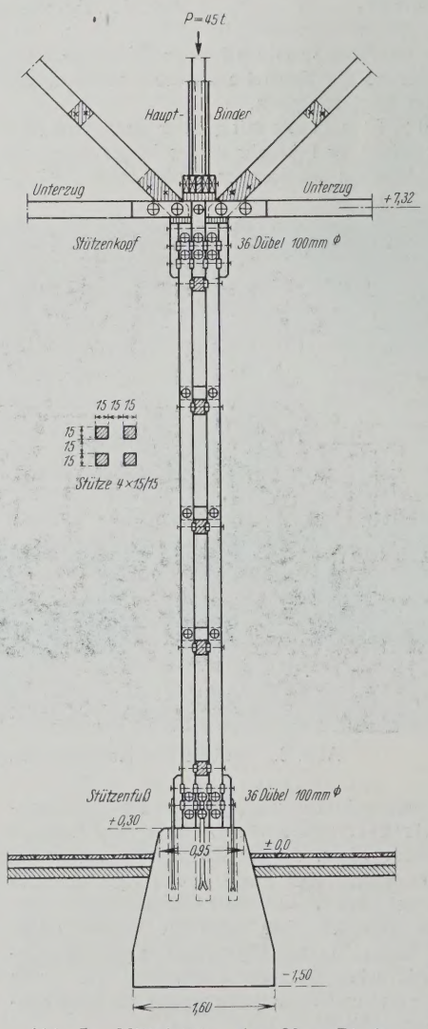


Abb. 5. Mittelstütze der 60-m-Binder.

Eine Sonderbelastung durch die Förderanlage findet nicht statt. Abb. 7 zeigt den unregelmäßigen Grundriß der Packhalle.

Die theoretische Stützweite der Binder schwankt zwischen 13,03 und 17,17 m. Der First,

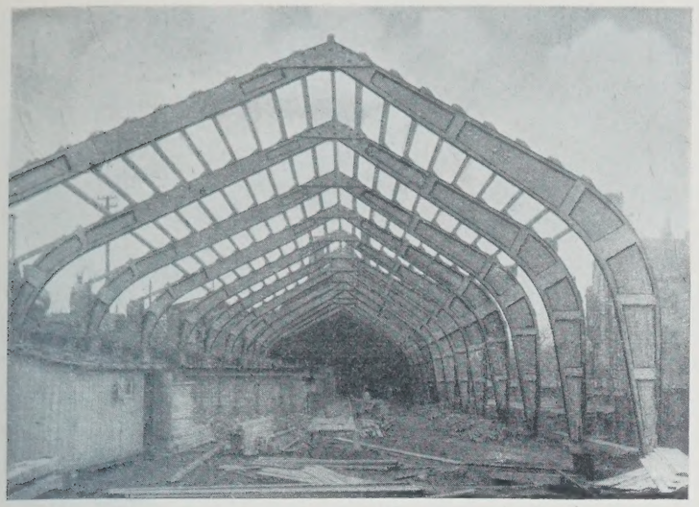


Abb. 8. Vollwanddreigelenkbinder mit ungleicher Stützhöhe.

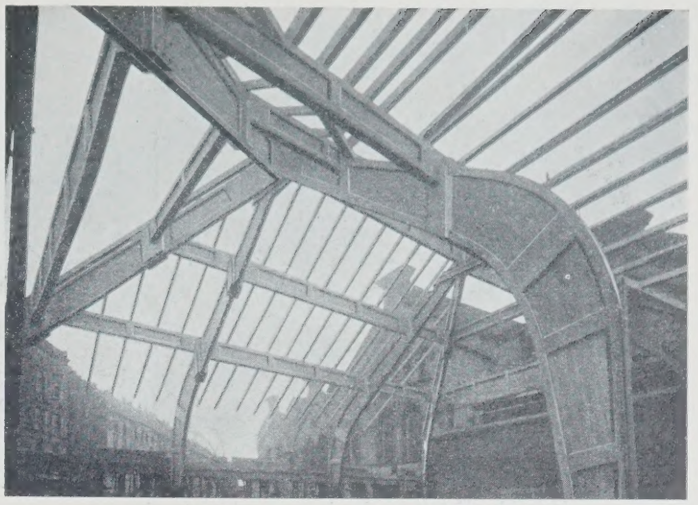


Abb. 9. Walm- und Gratbinder mit Vollwandpfetten der Durchgangspackkammer.

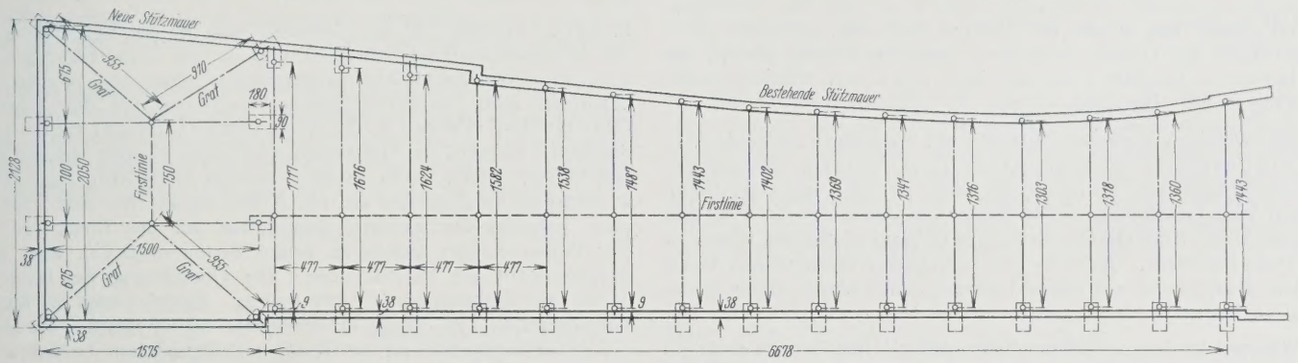


Abb. 7. Grundriß der Durchgangspackkammer, Oberpostdirektion Düsseldorf.

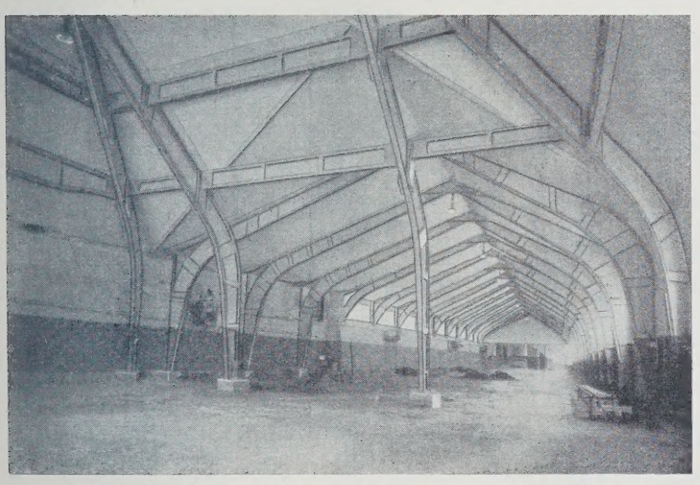


Abb. 10. Innenaufnahme nach Fertigstellung der Halle.

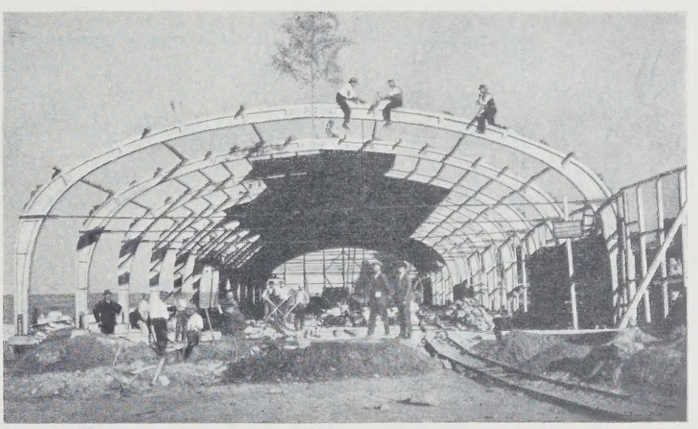


Abb 12. Zweigelenkvollwandbinder mit Zugband während der Aufstellung.

mit 11,40 m über Bürgersteig, liegt 7 m von Außenkante Straßenmauer, so daß die hintere windschiefe Dachfläche auch unregelmäßige Binderformen ergibt.

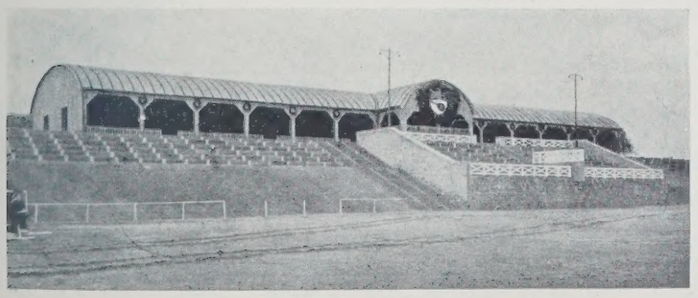


Abb. 11. Gesamtansicht der Festhalle für die Stadt Alzey/Rheinhessen.

Jeder Binder mußte einzeln auf dem Reißboden ausgetragen werden. Der Binder wird als Vollwanddreigelenkbinder mit zum Teil ungleicher Stützhöhe berechnet (s. Abb. 8). Der nördliche Teil wurde allseits abgewalmt. Die an die Grat- und Normalbinder gehängten Pfetten mit Stützweiten bis zu 9 m wurden ebenfalls vollwandig ausgeführt. Die Einzelheiten sind aus Abb. 9 klar zu ersehen.

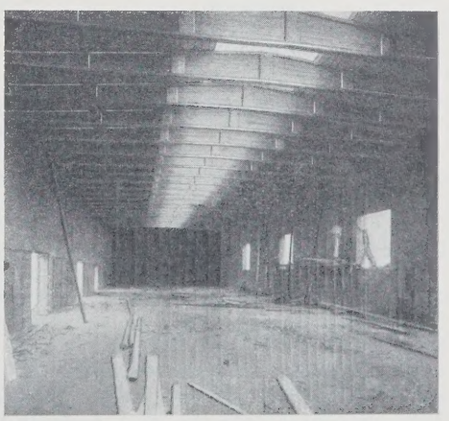


Abb. 13. Salzlagerschuppen für die Vereinigten Glanzstoff-Fabriken A.-G., Werk „Oberbruch".

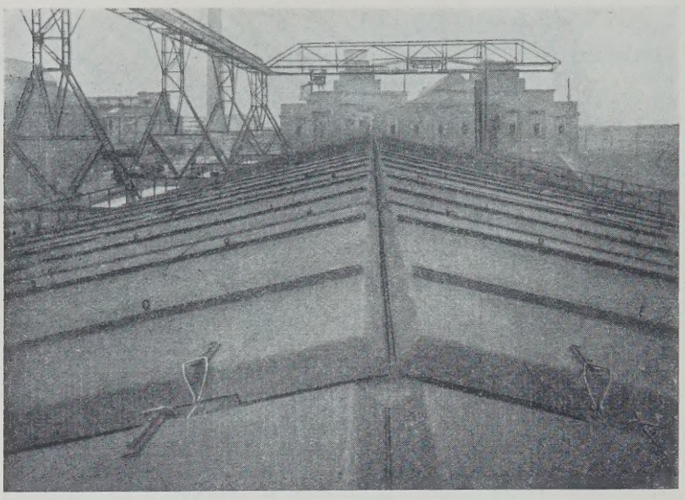


Abb. 14. Dichtung der losen Dachtafeln eines Schwefelkieslagerschuppens.

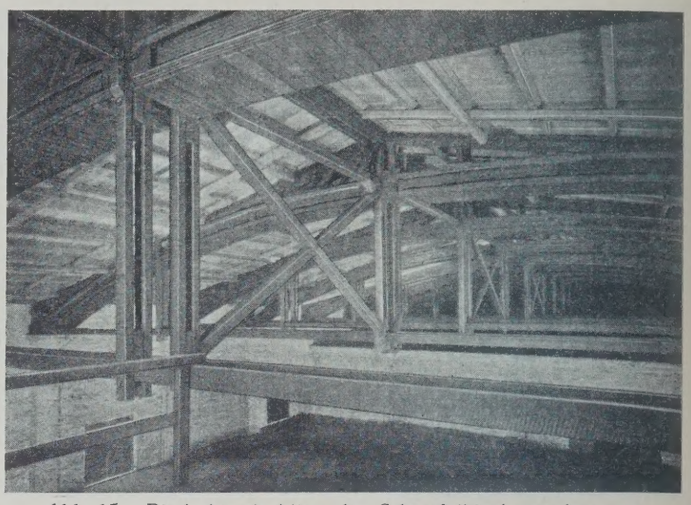


Abb. 15. Binderkonstruktion des Schwefelkieslagerschuppens für die I. G. Farbenindustrie A.-G, Werk Dormagen.

Nach Fertigstellung wurde die sichtbar bleibende, gehobelte Vollwandkonstruktion mit Ölfarbe gestrichen. Steg und Flansch wurden mit Ölfarbe besonders behandelt, so daß sich eine gute, architektonische Innenwirkung (s. Abb. 10) ergab.

III. Eine weitere Vollwandkonstruktion mit Bogendach zeigen Abb. 11 u. 12 — die Festhalle der Stadt Alzey/Rheinhessen. Diese wurde auf dem neuen Turn- und Sportplatz der Stadt errichtet, mit einer Breite von 19 und 70 m Gesamtlänge. Die Binder, im Abstande von 5 m, sind als Zweigelenkbinder mit eiserner Zugstange in Traufenhöhe und biegungsfesten Stützen berechnet. Am ein- und vorgebauten Musikpodium lagert der mittlere Hauptbinder auf einem Unterzug, um dadurch diesen Raum stützenfrei zu halten.

IV. Während in dem vorbeschriebenen Beispiel die bessere architektonische Innenwirkung und größte Raumhaltung für die Wahl der Binder ausschlaggebend war, werden diese Binder heute bei der chemischen Industrie bevorzugt, da der Eisenverbrauch bei der Verbundbauweise auf ein Mindestmaß beschränkt wird und so fast keine Eisenteile von den chemischen Gasen und Säuren angegriffen werden. Abb. 13 zeigt die Innenaufnahme eines Bittersalzlagerschuppens für die Vereinigten Glanzstoff-Fabriken A.-G., Werk Oberbruch bei Heinsberg. Die Stützweite beträgt 12 m. Bemerkenswert ist der geringe Abstand der Binder von 1,60 m. Dieser wurde gewählt, um eine möglichst geringe Binderhöhe in Mitte zu erhalten und um die 30 mm starke Nut- und Federschalung ohne jegliches Dachgespärre unmittelbar auf die Binder zu verlegen. Der Vollwandträger stehen an beiden Seiten noch 2 m über und überdachen somit die Verladerampe. Die Überhöhung der Binder beträgt 15 cm, die Gesamthöhe in Mitte 0,68 m. Berücksichtigt ist hierbei noch eine Einzellast von 500 kg für ein später anzubringendes Förderband.

Erfahrungsgemäß ist bei leichten Balkenbindern besonderes Augenmerk auf das elastische Verhalten zu legen und wird die größte vorgeschriebene Durchbiegung von $^1/_{400}$ der Stützweite nicht überschritten.

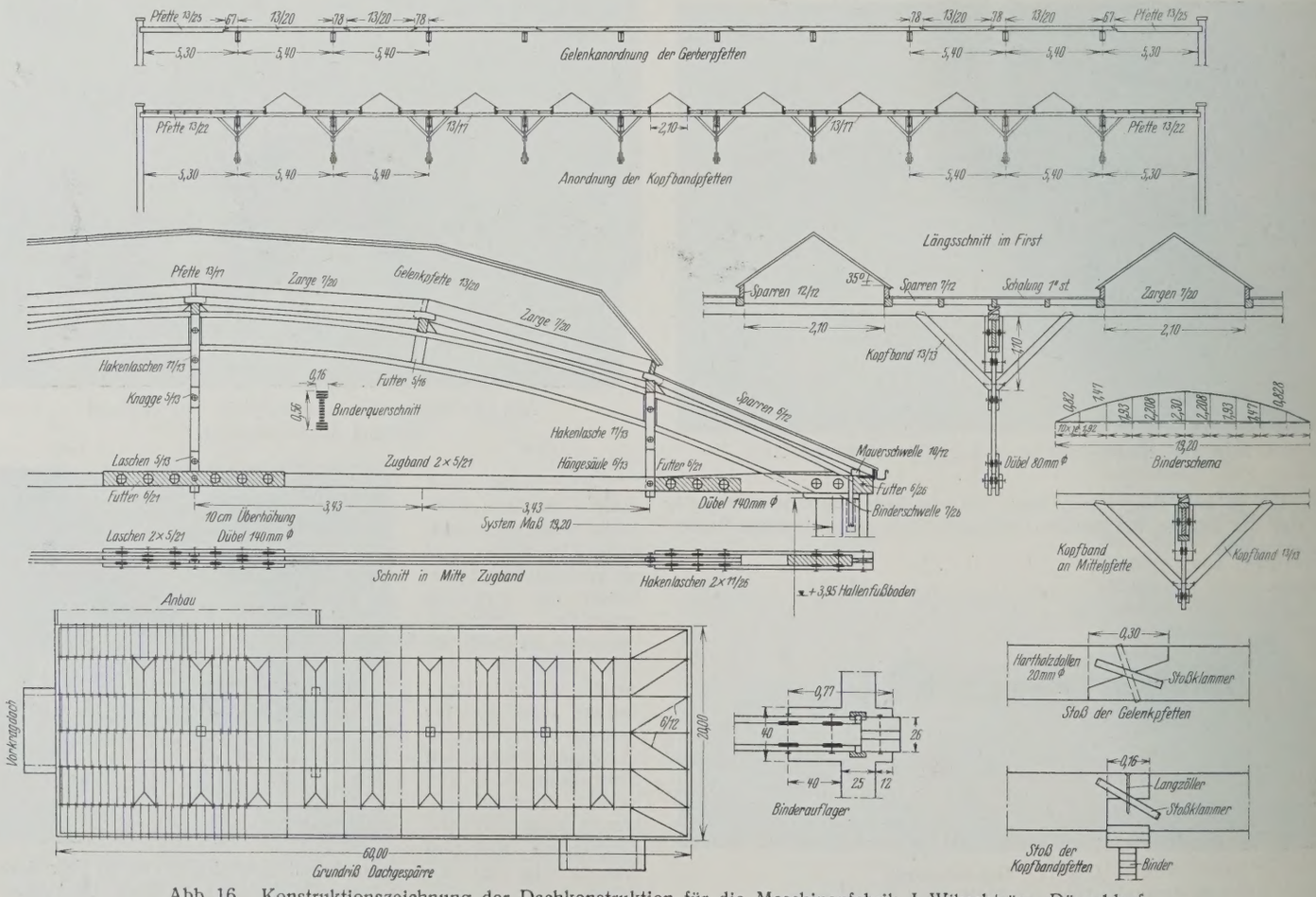


Abb. 16. Konstruktionszeichnung der Dachkonstruktion für die Maschinenfabrik J. Wikschtröm, Düsseldorf.

Die Binderkonstruktion wurde nach Fertigstellung gehobelt und verputzt, ebenfalls die Dachschalung. Auch hier wurde durch eine Farbbehandlung mit farbigem Karbolineum eine gute Innenwirkung erreicht.

Das Firstoberlicht von 2,40 m Breite und 70 m Länge im Lichten der Zargen gemessen ergab eine gute Durchbeleuchtung der Halle.

V. Bemerkenswerte Einzelheiten, die vielleicht einzigartig in ihrer Ausführung dastehen, zeigt der Schwefelkieslagerschuppen für die I. G. Farbenindustrie A.-G., Werk Dormagen. Das Ausladen sowie die Entnahme des Schwefelkieses auf dem Schuppen geschieht durch eine Krananlage, die den ganzen Schuppen bestreicht. Das Schüttgut wird von oben in die Halle eingebracht und entnommen. Es wurde deshalb das Dach des 24,50 m breiten Raumes in jedem Binderfelde in vier einzelne Dachtafeln aufgelöst. Die Dachtafeln haben je eine Größe von $4{,}50 \times 6{,}40$ m. Das Gewicht einer Tafel beträgt etwa 1,58 t. Die Tafeln mußten unter sich entsprechend ausgesteift werden, damit sie die ruckweis auftretenden Kräfte bei dem Abheben durch den Kran aufnehmen konnten. Da die losen Dachtafeln nicht zur knicksicheren Ausbildung der Binder beitragen, und eine Querausssteifung zur größeren Bewegungsfreiheit nur in der Mitte angebracht werden durfte, mußten Doppelbinder angeordnet werden. Der Abstand der beiden Binder wurde für die knicksichere Aussteifung von First bis Auflager rechnerisch zu 54 cm von Mitte zu Mitte festgesetzt. Über den Bindern wurden starke Rinnenhölzer mit dazwischenliegendem, hölzernem Rinnengrund vorgesehen, ebenfalls eine Längsrinne im First, um dadurch die Dichtung der Dachhaut zu erhalten (Abb. 14).

Die theoretische Stützweite der Binder beträgt 24 m. Die Binder sind als Parabel-Zweigelenkbogen mit hölzerner Zugstange ausgeführt. Diese Bogenform ergibt dadurch besonders günstige Werte, daß bei gleichmäßig verteilter Belastung die Drucklinie mit der Systemlinie zusammenfällt.

Die Ordinaten ergeben sich nach der Gleichung für die Parabel:

$$y = \frac{4f}{l^2} \cdot x \cdot x_1.$$

Die Stichhöhe $f = 2{,}75$ m = ungefähr $^1/_{8,7}$ l. Die Höhe der I-förmigen Binder ergab sich zu 40 cm. Die hölzerne Zugstange wird durch gußeiserne Tellerdübel angeschlossen. Nähere Einzelheiten, auch über den Querverband, sind aus Abb. 15 zu ersehen.

Die Bogen wurden in ganzer Länge in der Abbundhalle fertiggestellt und auf Spezial-Tiefeladewagen der D. R. B. mit beiderseitigem Schutzwagen zur Baustelle transportiert.

VI. Bei dem Neubau einer Fabrikanlage für die Maschinenfabrik J. Wikschtröm, Düsseldorf, waren Fachwerk- und Vollwandbinder vorgeschlagen. Da diese Firma in der Halle hauptsächlich ihre Spezialstiftmaschinen für den in- und ausländischen Kundenkreis vorführt, entschloß man sich für die Bogendachausführung mit Zweigelenkvollwandbindern. Abb. 16 bringt die Gesamtanordnung sowie Einzelheiten der Tragkonstruktion. Die theoretische Spannweite der Binder beträgt 19,20 m, die Stichhöhe 2,30 m, die Überhöhung des Zugbandes 10 cm. Der Binderabstand beträgt 5,40 m, die Höhe des Bogenträgers 56 cm. Gewählt wurde ein Pfetten- und Sparrendach. Die drei Pfettenstränge über den Hängestangen wurden als Kopfband-Pfetten ausgebildet, die mittleren Pfettenstränge als Gelenkpfetten. Das Dach wurde mit einer Lage Teer und einer Lage teerfreier Pappe auf einer 2,6 cm starken Nut- und Federschalung eingedeckt. Die querliegenden Raupenoberlichter sind kittlos ausgeführt und erhalten je einen Entlüfter mit beweglicher Drosselklappe. Die 7-m-Binder des Anbaues für Waschräume und Verzinkerei wurden als Dübelbalken ausgebildet.

Die Veröffentlichungen der letzten Zeit sowie die angeführten Beispiele zeigen, daß der moderne Holzbau nicht mehr an einzelne „bewährte Binderformen“ gebunden ist, sondern sich an alle gegebenen Verhältnisse anpassen kann. Die streng wissenschaftliche Durchbildung besonders der Knotenpunkte sowie die verfeinerte Durcharbeitung der Werkstattpläne schafft heute Konstruktionen, die der Weiterentwicklung des Holzbaues zum Vorteil gereichen.

Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr. **Karner**, Zürich.

(Fortsetzung aus Heft 47.)

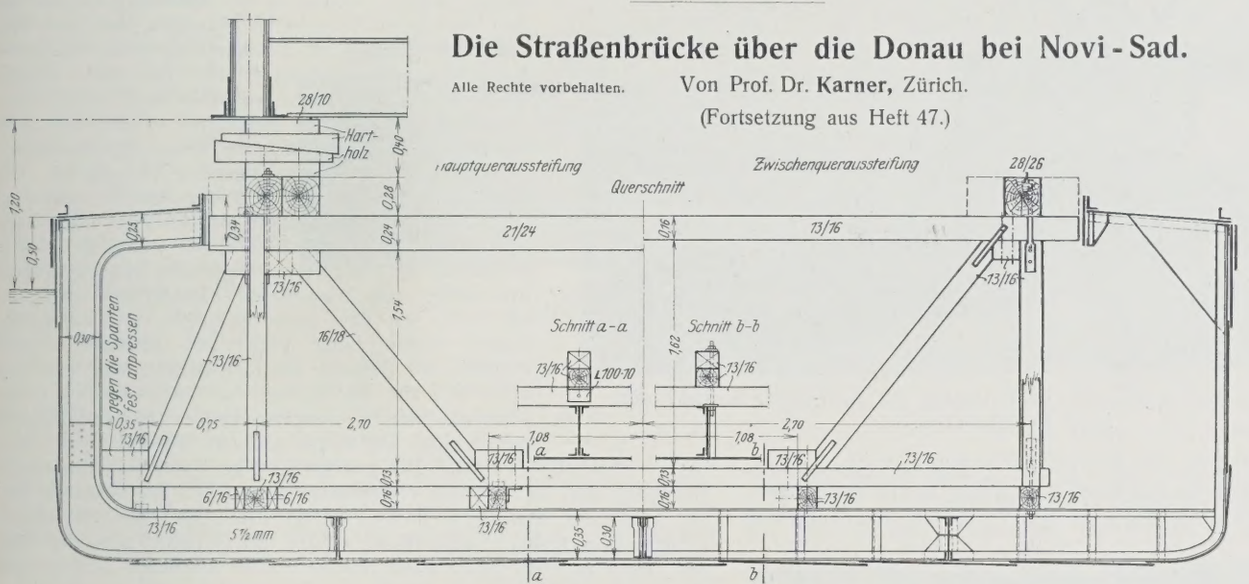
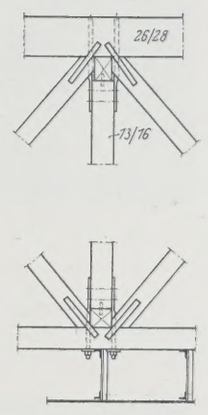
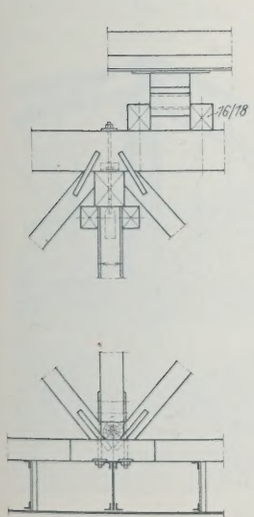


Abb. 21a. Einzelheiten zur Schiffsausrüstung.



Zu Abb. 21a.



Zu Abb. 21a.

Die unveränderlich bleibende Tauchtiefe der Schiffe bei allmählichem Anheben der Brückenlast wird durch Lenzen der entsprechenden, vorher eingepumpten Wassermenge und bei allmählichem Absetzen der Last auf die feste Stützung durch Wiederfüllen der Ballastzellen bewirkt. Die für dieses Manöver benötigte Wassermenge ist gleich dem größten Gewichte der auftretenden Brückenlast. Abb. 21 zeigt schließlich konstruktive Einzelheiten der Holzaussteifung der Kähne und die Art der Auflagerung der eisernen Versteifungsträger. Die Entfernung der Querspanten der Schiffe beträgt 60 cm, und mit Ausnahme von zwei mittleren Feldern von je 3 m sind Hauptspante in 3,6 m Entfernung vorhanden; diese sind durch Hauptqueraussteifungen verstärkt. Zwischen zwei Hauptaussteifungen ist eine Zwischenqueraussteifung angeordnet. Im Abstande von 2,7 m von der Schiffslängsachse sind kräftige fachwerkartige Holzversteifungsträger eingebaut, deren Obergurt die Stützen für die Knotenpunktauflagerung der eisernen Versteifungsträger abgibt. Abb. 21b u. 21c zeigen nur die Schiffshälfte nach der Heckseite, die Hälfte nach der Bugseite ist ähnlich ausgebildet. Die Abdichtung der Holzschottwände in 2 u. 5 (Abb. 20a) geschieht durch vorgespanntes Ölleinen. Die gesamte Holzinnenaussteifung der beiden Kähne können wir schließlich noch in Abb. 22 betrachten. Die Kähne selbst liegen unweit der Baustelle des mittleren Koppelträgers der Brücke, den wir auch im Hintergrunde, gerade während des Abnietens der bereits zusammengebauten Konstruktion sehen.

Abb. 23 zeigt die Kähne fertig zum Anheben. Wir sehen die Querverbindungskonstruktion zwischen den beiden Versteifungsbrücken, die doppelwandigen Hauptquerträger mit den kräftigen Pfosten zwischen jeder Querträgerkonstruktion, die die Lagerung zum Aufsetzen der Brücke tragen. Ebenso können wir die Hilfsaussteifungen der Brückenhauptträger sehen, die zur Sicherung des Pfostens 14—XIV bei der außerordentlichen Druckbelastung, die er beim Einfahren erfährt, notwendig wurde, und schließlich erkennen wir gut die Anordnung und räumliche Verspannung der Hilfsstützen XVI u. XVIII.

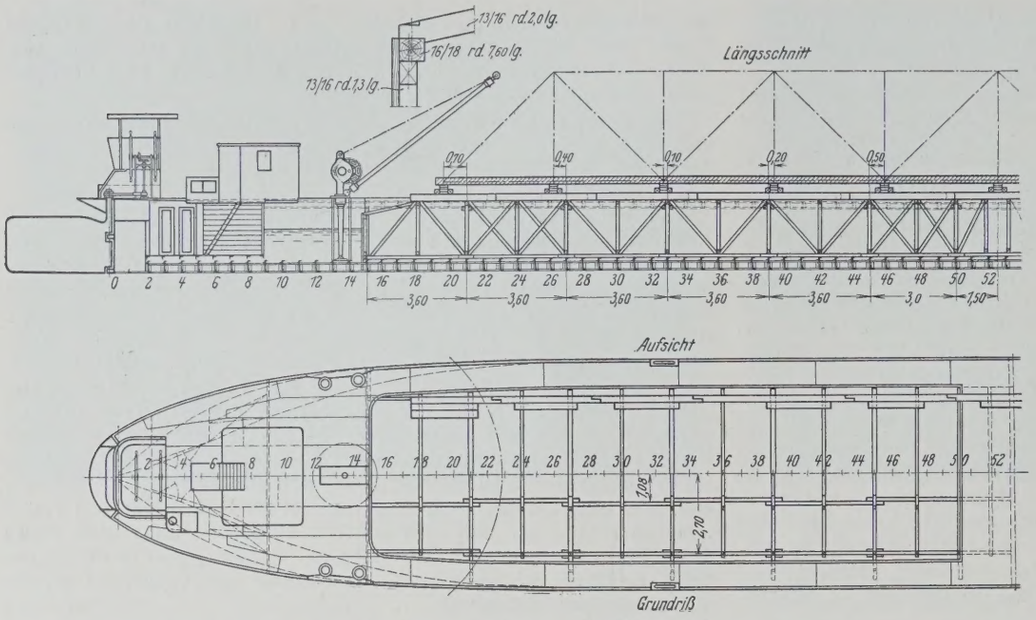


Abb. 21 b. Einzelheiten zur Schiffsausrüstung.

Abb. 23. Die Kähne liegen unter dem Kragarm der Novi-Sader Seitenöffnung fertig zum Anheben.

Wir sind mit der Abb. 23, nachdem wir die wichtigsten Vorbereitungen zum Einfahren und Einschwimmen besprochen haben, bereits zur Beschreibung des Einschwimmens selbst übergegangen. Für die Wahl des Zeitpunktes des Einschwimmens war eine sorgfältige dauernde Beobachtung des Wasserstandes der Donau und der Witterungsverhältnisse maßgebend. Die täglichen Meldungen des hydrographischen Dienstes ermöglichen es, Hochwässer, die von der Donau selbst herkommen, einigermaßen richtig vorauszusehen; etwas schwieriger ist es aber mit den Hochwässern der Drau und deren Hauptnebenfluß, der Mur, bestellt, da diese je nach der Entstehungsstelle nur zwei bis drei Tage Laufzeit bis Novi-Sad haben. Starke Wasserspiegelschwankungen während des Einschwimmens bedeuten eine außerordentliche Gefahr, und ebenso sind, besonders im Herbst, die in der dortigen Gegend ganz plötzlich und unvermittelt, auch bei heiterem Himmel auftretenden Stürme äußerst gefährlich.

Am 29. Oktober 1926 wurde mit dem Einschwimmen der Seitenöffnung auf der Seite Novi-Sad begonnen. Abb. 23 zeigt das auskragende Ende der Brücke, das im Punkte 0 bereits auf den Einfahrwagen liegt (s. Abb. 19) und wasserseitig noch mit den Pylonen auf dem Hilfsjoch aufruht. Am Tage vorher (die Aufnahme stammt vom 28. X.) sind die Kähne bereits unter die Kragarme verholt und ist die richtige Höhenlage für die Abstützung bereits eingestellt worden, nachdem die Ballastzellen der Brückenlast entsprechend gefüllt worden waren. Rechts in der Abbildung können wir den Novi-Sader Strompfeiler erkennen, der auch eine besondere Rüstung zur Aufnahme der festen Seilrollen der Bewegungseinrichtung erhielt. Die Kähne wurden stromauf in der Donau verankert und noch durch andere Seilanordnungen gesichert, so daß sie unter der Stromwirkung nur imstande waren, die gewünschte Bewegung in der Brückenlängsachse auszuführen. Die Winden für den Antrieb der Bewegungsseile waren auf der Fahrbahn des bewegten Brückenteiles aufgestellt. Am frühen Morgen des 29. Oktober wurde die Höheneinstellung der Stützpfosten gegenüber den Querträgern der Schiffe dem Wasserstand entsprechend korrigiert, die Donau war über nacht gestiegen, und die beiden Kähne sodann unter Punkt XVI gefahren. Durch Pumpen des Wassers aus den Ballastzellen wird nun allmählich die Brückenlast von den Schiffen übernommen, bis bei weiterem Lenzen die Tragfähigkeit der Kähne überwiegt und die Pylonen von ihren Lagern abgehoben werden. Bei genügend freiem Spiel setzt die Längsbewegung ein, die Abb. 24 veranschaulicht und die mit dem Absetzen der vordersten Stützen XVIII auf kräftige Holzstapel des Novi-Sader Strompfeilers endet. Dabei wird, sobald die Hilfsstützen richtig über das Lager gebracht sind, durch Fluten zuerst Aufsetzen bewirkt und

Abb. 22. Holzaussteifung der Schiffe (im Hintergrunde Montage des Koppelträgers).

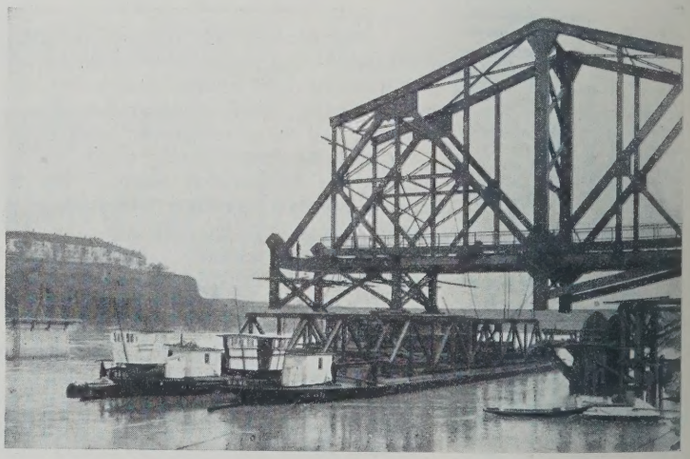


Abb. 24. Längseinschwimmen der Novi-Sader Seitenöffnung, der Kragarm ist in den Punkten XVI unterstützt.

Abb. 26. Längseinschwimmen der Novi-Sader Seitenöffnung, die Brücke ruht mit den Punkten XVI auf dem Pfeiler, die Kähne werden umgesetzt.

Abb. 27. Längseinschwimmen der Novi-Sader Seitenöffnung, die Brücke wird in den Punkten XVI angehoben, um die Pylonenlager unter XIV einzubauen.

durch weiteres Füllen der Ballastzellen ebenso allmählich wie vor, aber entgegengesetzt, die Last von den Schiffen auf die Stützen am Pfeiler übertragen.

Von nun ab folgte der weitere Vorgang des Versetzens der Kähne und der Längsbewegung der Brücke bis in die endgültige Lage genau so, wie bei der allgemeinen Beschreibung des Montagevorganges geschildert. Wir wollen nur noch einige Abbildungen zum besseren Verständnis betrachten. Nachdem die vorderste Stütze XVIII auf dem Strompfeiler abgesetzt und gesichert ist, werden die Kähne verholt und unter die Pylonenstützen XIV gebracht; die Ballasträume werden wieder gelenzt, bis die Brückenlast von den Kähnen getragen wird und die Stütze XVIII wieder frei ist. Diesen Zustand bietet Abb. 25. Nach dem Längsverfahren um zwei Feldweiten wird die Brücke abermals, diesmal mit Hilfe der Stütze XVI auf dem Pfeiler abgesetzt, und die beiden Kähne umfahren den Pfeiler (Abb. 26). Sie kommen dann abermals unter XVIII zu liegen und schwimmen mit der Brücke um die letzten beiden Feldweiten weiter, bis die Einfahrwagen unter 0 genau über dem Landwiderlager Novi-Sad und die Pylonen genau über den Lagerstapeln des Strompfeilers liegen, wo sie vorläufig zum Aufsitzen kommen. Abb. 27 ist ein besonders gutes Bild, das den Bauzustand beider Seitenöffnungen gleichzeitig wiedergibt. Auf der Novi-Sader Seite ist bereits die Hilfsstütze XVIII entfernt, die Kähne liegen unter XVI und haben die Brücke nochmals angehoben, um die Holzstapel durch die Stahlgußlager für die Pylonen zu ersetzen. Der Zusammenbau der Brücke in Peterwardein ist im Fortschreiten, und wir können die Montageeinrichtung, den Turmkran und den seitlichen Schwenkmast gut sehen. Abb. 28 zeigt schließlich die Novi-Sader Seitenöffnung fertiggestellt, die Hilfskonstruktionen zum Längseinschwimmen sind entfernt, dafür aber bereits die Hilfsbühnen mit den Einrichtungen zum Einhängen und Anheben der Mittelöffnung aufgebaut, ebenso wie der zweite Schrägstab am Pylonenfuß montiert erscheint. Abb. 29, eine Fliegeraufnahme vom 16. November 1926, vervollständigt die bisherigen Darstellungen, da sie einen vorzüglichen Überblick über die ganze Brückenbaustelle vermittelt. Die Seitenöffnung in Novi-Sad ist in endgültiger Stellung, die in Peterwardein ist noch am Lande in der Montage begriffen, und die Mittelöffnung ist auf dem Novi-Sader Ufer ebenfalls bereits fertiggestellt. Die beiden Kähne liegen etwas stromauf von der Mittelöffnung am Novi-Sader Ufer.

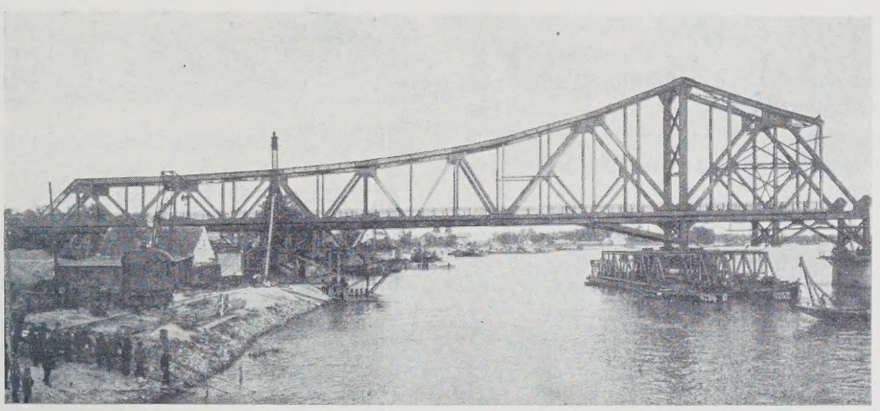


Abb. 25. Längseinschwimmen der Novi-Sader Seitenöffnung, die Brücke ist in den Punkten XIV unterstützt.

Mit dieser Darstellung des Einschwimmens der Seitenöffnung Novi-Sad ist im Prinzip auch das Einschwimmen der Peterwardeiner Öffnung als erledigt zu betrachten. Wir müssen nur berücksichtigen, daß bei dieser Seitenöffnung wegen der ungünstigen Verhältnisse am wasserseitigen Pfahljoch die Pylonen bei der Montage erst am festen Landwiderlager zur Stützung kamen. Dadurch kragte diese Seitenöffnung nicht so weit vor, um beim ersten Längsfahren in XVI gestützt werden zu können. Das erste Anheben konnte vielmehr nur im vordersten Punkte XVIII stattfinden, und die Brücke wurde bei dieser Stützung so weit vorgezogen, bis eine vorläufige Abstützung der Pylonen auf dem Hilfsjoch möglich

Abb. 28. Die Novi-Sader Seitenöffnung ist fertig montiert, Aufbau der Hilfsbühnen und Einrichtungen zum Hochziehen des Koppelträgers.

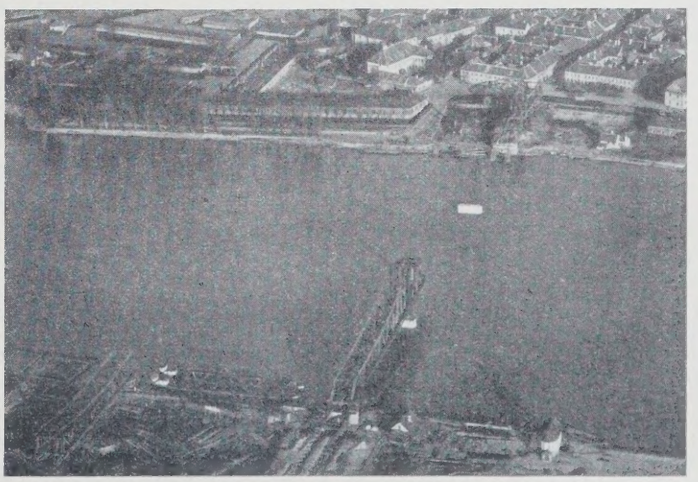


Abb. 29. Blick auf die Baustelle und Bauzustand Mitte November 1926.

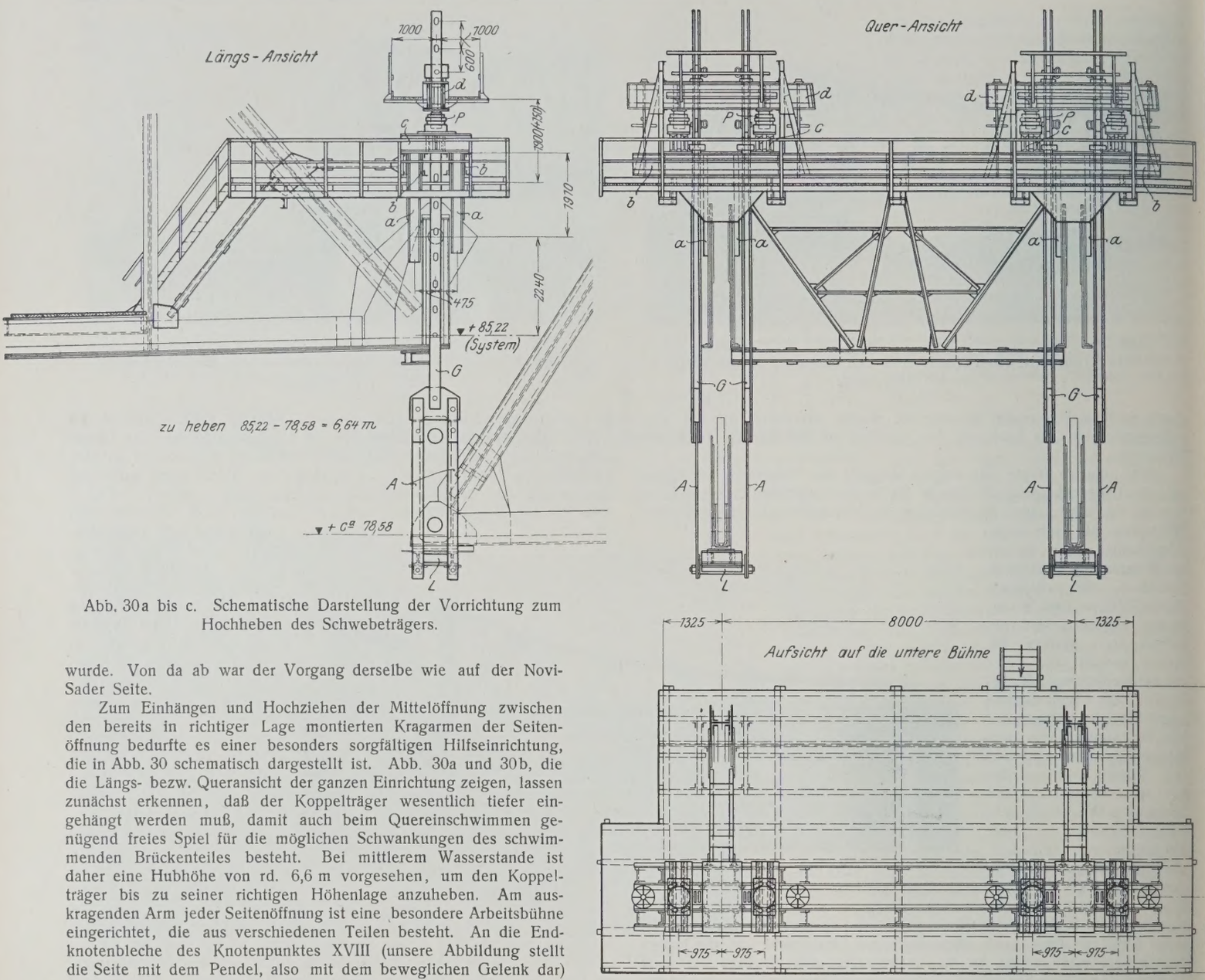


Abb. 30a bis c. Schematische Darstellung der Vorrichtung zum Hochheben des Schwebeträgers.

wurde. Von da ab war der Vorgang derselbe wie auf der Novi-Sader Seite.

Zum Einhängen und Hochziehen der Mittelöffnung zwischen den bereits in richtiger Lage montierten Kragarmen der Seitenöffnung bedurfte es einer besonders sorgfältigen Hilfseinrichtung, die in Abb. 30 schematisch dargestellt ist. Abb. 30a und 30b, die die Längs- bezw. Queransicht der ganzen Einrichtung zeigen, lassen zunächst erkennen, daß der Koppelträger wesentlich tiefer eingehängt werden muß, damit auch beim Quereinschwimmen genügend freies Spiel für die möglichen Schwankungen des schwimmenden Brückenteiles besteht. Bei mittlerem Wasserstande ist daher eine Hubhöhe von rd. 6,6 m vorgesehen, um den Koppelträger bis zu seiner richtigen Höhenlage anzuheben. Am auskragenden Arm jeder Seitenöffnung ist eine besondere Arbeitsbühne eingerichtet, die aus verschiedenen Teilen besteht. An die Endknotenbleche des Knotenpunktes XVIII (unsere Abbildung stellt die Seite mit dem Pendel, also mit dem beweglichen Gelenk dar) sind ⊏ 30 (*a*) angeschraubt, die mit Hilfe von kräftigen Knotenblechen, die an die Flanschen der ⊏-Eisen anschließen, zwei doppelwandige, genietete Träger (*b*) tragen, die über die ganze Brückenbreite reichen, somit die beiden Hauptträgerebenen verbinden und die Haupttragkonstruktion für die Bühneneinrichtung darstellen. Nach unten sind diese Träger durch ein lotrechtes Fachwerk mit den Kragenden in Verbindung, um eine gute Queraussteifung zu besitzen. Quer zu diesen Trägern *b* und symmetrisch zu jeder Hauptträgerebene der Brücke sind je zwei Trägerlagen aus I-Eisen 40 (*c*) bestehend verlegt, die die Druckwasserpressen *P* tragen. Diese wiederum stützen gelenkig gelagerte doppelwandige genietete Träger (*d*), zwischen denen die Flacheisengestänge *G* der eigentlichen Aufhängung in noch zu beschreibender Weise in beliebiger Höhenlage festgehalten werden können. Etwa in der Höhe der Untergurte der Träger *b* ist eine große Bühne mit Holzbohlenbelag vorgesehen, und mit den Trägern *d* verbunden sind beiderseitig kleinere Bühnen, die die Bewegung der Pressen mitmachen. Alle Teile der Bühnenkonstruktion sind übersichtlich und gut zugänglich, sowie entsprechend steif mit der auskragenden Brückenkonstruktion verbunden, um alle irgendwie gearteten räumlich wirkenden Kräfte aufnehmen zu können.

(Schluß folgt.)

Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Prof. Dr.-Ing. **Gehler,** Dresden.

(Schluß aus Heft 49.)

B. 2. Die Bemessung zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe auf Knickung.

Der Bericht von Prof. Dr. Ros, Zürich, behandelt die Ergebnisse der wertvollen Versuche, die 1926 bis 1928 von der Eidgen. Materialprüfungsanstalt Zürich sowie von der Techn. Kommission des Vereins Schweiz. Brückenbauanstalten (T. K. V. S. B.) und der Generaldirektion Schweiz. Bundesbahnen (S. B. B.) mit mittig und außermittig gedrückten eisernen Stäben bei gelenkiger Lagerung durchgeführt worden sind. Für den mittigen Kraftangriff wurde die bekannte Theorie von Engesser und Kármán zugrunde gelegt, und für den außermittigen Kraftangriff sowie bei Querbelastung das Verfahren von M. Ros und J. Brunner (Bericht Nr. 13 der Anstalt und der Gruppe 6 der T. K. V. S. B, Zürich, August 1926). Hierbei wurden folgende Annahmen gemacht: Vollwandige Stäbe rechteckigen, unveränderlichen Querschnittes (bei der Verwendung von I-Trägern zu Versuchszwecken waren diese in allen Teilen des Querschnittes in sich knicksicher), gelenkige Lagerung, Ebenbleiben der Querschnitte, als Biegelinie die Sinuslinie, das übliche Druckstauchungsdiagramm mit einer *P*-Grenze von 1900 kg/cm² und einer Quetschgrenze von 2700 kg/cm².

Ergebnisse des Referates:

1. Das Knickproblem wird als Gleichgewichtsproblem, das sich nicht auf das Erreichen einer bestimmten Randfaserspannung zurückführen läßt, von einem einheitlichen Gedanken beherrscht.

2. Das T. K. V. S. B.-Verfahren für die Bestimmung der Tragkraft zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe besitzt allgemeine Gültigkeit und läßt sich auf Werkstoffe verschiedenster Spannungsdehnungsdiagramme ausdehnen.

3. Die Übereinstimmung der Theorie und der Versuche ist, vom Standpunkte der Praxis aus, eine gute. Die Abweichungen liegen innerhalb des Streuungsgebietes der Festigkeitsqualität des Stahlmaterials selbst.

4. Die Exzentrizität des Kraftangriffes vermindert die Knicktragkraft bei gedrungenen und mittleren Stäben $l:i<100$ viel stärker als bei schlanken Stäben.

Die Exzentrizität des Kraftangriffes wird durch das Exzentrizitätsmaß $m=p:k$ ausgedrückt, worin $p=$ ursprünglicher Exzentrizitätshebel am unverbogenen Stab und $k=$ Kernweite des rechteckigen Stabquerschnittes ist.

Der verhängnisvolle Einfluß des exzentrischen Kraftangriffes auf das Tragvermögen der Stäbe gelangt in deutlicher Weise zum Ausdruck. Im Kernrande gedrückte Stäbe ($m=1$) tragen für Schlankheitsgrade von $l:i$ bis 100 rund die Hälfte (55%) von zentrisch auf Druck beanspruchten Stäben ($m=0$) (s. Abb. 10).

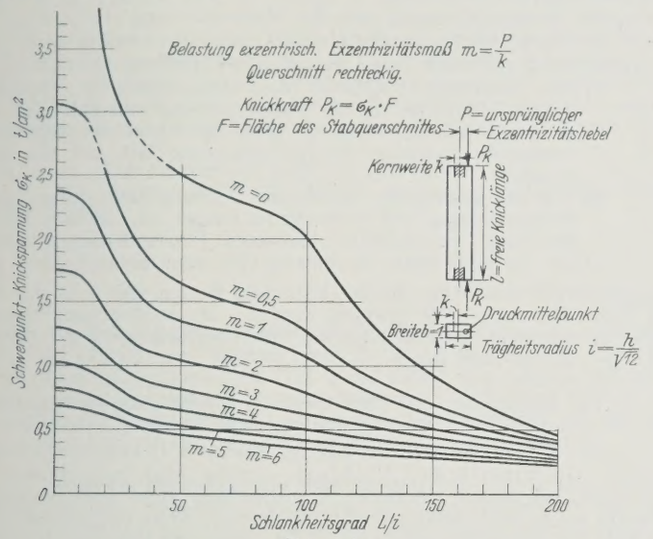


Abb. 10.

5. Mit wachsender Exzentrizität nimmt das Tragvermögen in vergleichsweise geringerem Maße ab als das Exzentrizitätsmaß selbst zunimmt.

6. Da Exzentrizitäten des Kraftangriffes infolge geometrisch nicht genau gerader Stabachse (Richten), nicht ganz gleichmäßiger Gefügebeschaffenheit (Unhomogenität), praktisch unmöglicher genauer Zentrierung des Kraftangriffes (Reibungen, Einspannungen) und (bei Fachwerkstäben) infolge von Nebenspannungen vernieteter Knotenpunktverbindungen nicht zu vermeiden sind, ist es gerechtfertigt, insbesondere mit Rücksicht auf die mögliche Größe der Nebenspannungen von 20% der Grundspannungen, bei der Beurteilung der wirklichen Knicksicherheit mit einem Exzentrizitätsmaße $m=0{,}25$ zu rechnen, entsprechend dem Kraftangriff im Viertel der Kernweite.

7. Bei mittelschlanken Stäben $l:i=40$ bis 100 wird, im Gegensatze zu den anderen Schlankheitsgraden, durch die Einspannungen der Stabenden die Knickfestigkeit nur wenig erhöht.

Geringe Nachgiebigkeiten der eingespannten Stabenden genügen bei wenig schlanken Stäben, um die Erhöhung der Tragkraft infolge der Einspannung wieder aufzuheben. Da die Knotenbleche eiserner Fachwerke nachgewiesenermaßen sich verformen und bei Überschreitung der Proportionalitäts- bezw. Fließgrenze die Nebenspannungen infolge steifer Knotenverbindungen rasch abnehmen und nicht mehr mit den Hauptspannungen proportional wachsen, ist es logisch, für nicht S-förmig verbogene, auf Druck beanspruchte Fachwerkstäbe (in der Regel Gurtungen) bei der Berechnung der Knicksicherheit die ganze theoretische Stablänge und nicht die 0,8-fache als Knicklänge zu Grunde zu legen.

8. Die Kenntnis des Knickbiegepfeiles f_k ermöglicht die Ermittlung der Knick-Querkraft $Q_{max}=P_k \cdot f_k \cdot \frac{\pi}{l}$ und damit die Bemessung der Verbindungen von gegliederten Knickstäben (Vergitterungen, Bindebleche).

9. Für Konstruktionsstähle, deren Druck-Stauchungs-Diagramme höhere oder niedrigere Quetschgrenzen aufweisen, als das ideelle, der theoretischen Untersuchung zu Grunde gelegte Diagramm, sind die σ_k-Werte der T.K.V.S.B.-Kurven sinngemäß im Verhältnis der entsprechenden Werte der Proportionalitäts- und Quetschgrenzen zu erhöhen oder zu erniedrigen (Annäherungsverfahren).

Trägt man die auf diese Weise bestimmte theoretische σ_k-Kurve des Si-Stahles für zentrisches Knicken ein, so stimmen die Versuchsergebnisse mit den theoretischen Werten sehr gut überein.

10. Bei exzentrisch gedrückten Stäben wird auch die Knickkraft für die zur Exzentrizitätsebene winkelrechte Richtung abgemindert, und zwar dann, wenn in einem Querschnittselement die Proportionalitätsgrenze überschritten wird. Die Abminderung beträgt bei den untersuchten rechteckigen Querschnitten 25 bis 45%.

Da diese Knicksicherheit vom Schlankheitsgrade des Stabes, von der Exzentrizität des Kraftangriffes und auch von der Querschnittsform abhängig ist, ist jeder Fall für sich zu untersuchen. Von allgemein gültigen Angaben ist bis zur Vervollständigung dieser Untersuchungen Abstand zu nehmen.

11. Beim Kraftangriff, der nach beiden Hauptachsen exzentrisch wird, erleidet die Knicktragkraft einen sehr starken Abfall, der bei den untersuchten Stäben bis zu 55% geht. Da die Verhältnisse hier noch verwickelter sind als beim Ausknicken in der zur Kraftebene winkelrechten Richtung (s. Punkt 10), so empfiehlt es sich erst recht, vor der Hand von der Aufstellung allgemein gültiger Regeln abzusehen und bis auf weiteres auf Grund der vorliegenden Rechnungsverfahren und Untersuchungsergebnisse die wirkliche Knicktragkraft zu ermitteln bezw. genügend genau einzuschätzen.

12. Eine in der Mitte eines zentrisch gedrückten Stabes wirkende Querbelastung (Seitenlast) vermindert die Knicktragkraft. Diese Abminderung ist abhängig von dem Schlankheitsgrad $l:i$ des Stabes, sowie der Größe der Querbelastung. Die Kurven der Abb. 11 geben den Aufschluß über diese zum Teil sehr große, bis auf 10% heruntergehende Abminderung.

Die Bemessung auf Knicken von zentrisch gedrückten, exzentrisch in einer Hauptachse gedrückten, sowie zentrisch gedrückten und gleichzeitig durch eine in Stabmitte unveränderliche Querbelastung beanspruchten

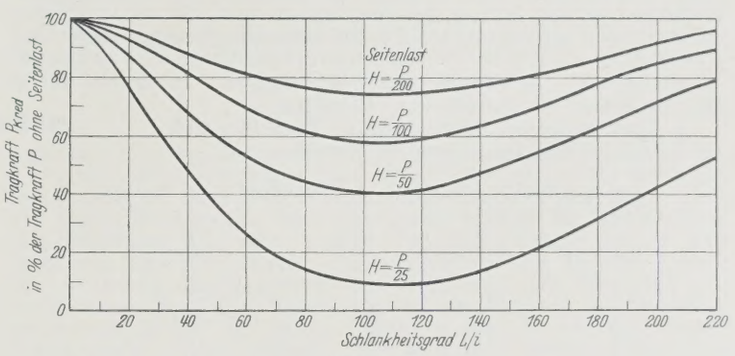


Abb. 11.

Stäben, ist auf Grundlage der Graphikons der Abb. 10 u. 11 in einfacher und klarer Weise möglich. Bei Stabquerschnitten, die von der Rechteckform abweichen, sind die Abminderungen bezw. Erhöhungen der Knickkräfte auf Grund dieses Verfahrens einzuschätzen oder genau zu untersuchen. (Der Fehler ist verhältnismäßig klein, etwa 5 bis 10%.)

Die Prüfung der Knicksicherheit bei exzentrischem Kraftangriff in zur Kraftebene winkelrechter Richtung, sowie des Knicktragvermögens von nach beiden Hauptachsen exzentrisch gedrückten Stäben, ist bis auf weiteres auf Grund der angegebenen Verfahren von Fall zu Fall durchzuführen, da sich hierüber allgemeine Angaben in einer für die Praxis leicht anwendbaren Weise vor der Hand noch nicht machen lassen.

In der Aussprache wurde die Richtigkeit der grundlegenden Annahmen Engessers und Kármáns bestritten von den Herren Brozsko (Warschau), Chwalla (Wien), Huber (Warschau). Ferner sprachen noch die Herren Engelund (Kopenhagen), Grüning (Hannover), Kayser (Darmstadt), der über seine sehr bemerkenswerten Knickversuche berichtete, Kossalka (Budapest) und Ratzersdorfer (Breslau).

B. 3. Versuche über Lochleibungsdruck.

Der Berichterstatter, Herr Findeisen, Dresden, führte etwa folgendes aus: Die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft hat in den Jahren 1926/27 Versuche zur Nachprüfung des zulässigen Lochleibungsdruckes bei Bolzen- und Nietverbindungen durchführen lassen. Es handelte sich um die Klärung der Bedenken, die gegen die hohen Werte des zulässigen Lochleibungsdruckes erhoben worden sind, da vermutet wurde, daß hierdurch die bleibenden Formänderungen so stark anwachsen, daß sie nicht mehr verantwortet werden können. Diese Aufgabe sollte durch Ermittlung der Formänderungen an einer Anzahl Bolzen- und Nietverbindungen gelöst werden. Nach den Vorschriften der Deutschen Reichsbahn beträgt der zulässige Lochleibungsdruck bei jeder Stahlsorte (St 37, St 48, St Si) das 2,5fache der zulässigen Normalspannung. Somit wird durch die Zahl 2,5 ein Bereich gekennzeichnet, der bei der Beurteilung der Versuchsergebnisse zu beachten war. Das Verhältnis der beiden Größen $\sigma_{l\,zul}:\sigma_{zul}$ wurde α genannt.

Die Probekörper waren durchweg Zugstäbe, bestehend aus doppelt verlaschten Flacheisen mit nur einem Bolzen oder einem Niet auf jeder Seite des Stoßes. Die Bolzen bezw. Niete waren sämtlich 23 mm dick. Auch war die Stärke der Flacheisen und Laschen überall gleich, nur die Breite dieser Eisen und der Endabstand des Loches waren ab und zu verschieden. An diesen Proben wurden nun bei steigender Belastung folgende Formänderungen gemessen:

1. die Erweiterung der Löcher in der Kraftrichtung,
2. die Verschiebung des mittleren Flacheisens gegen die beiden Laschen und
3. die Wölbungen der Endflächen des mittleren Flacheisens an der Stoßstelle.

Die eigentlichen Versuche umfaßten sechs Gruppen A bis F.

Gruppe A. Zylindrische Bolzen- und Nietverbindungen. Von vier Versuchskörpern waren je zwei mit zylindrisch eingepaßten Bolzen und je zwei durch Vernietung verbunden. Mit diesen Stäben waren folgende Versuche vorzunehmen:

1. Bei den beiden verbolzten Proben war durch stufenförmige Belastung das Langziehen der Löcher im mittleren Eisen zu verfolgen.
2. Bei den Nietverbindungen war die Verschiebung der drei Eisen gegeneinander bei stufenförmiger Belastung zu bestimmen.

Die Versuche zu 1. ergaben, daß die Linien für die Locherweiterung einen scharf ausgeprägten Knick haben. Dieser Knick liegt für St 37 im Bereiche von $\alpha = 1{,}6$ bis 2,0 und für St 48 von $\alpha = 2{,}0$ bis 2,4. Es erscheint daher bedenklich, mit der Beanspruchung über die Knickstellen hinauszugehen.

Die Versuche zu 2. zeigen für St 37 einen deutlichen Knickpunkt, für St 48 nur eine stetige Krümmung.

Gruppe B. Nietverbindungen. Untersucht wurden zwölf Stäbe, bei denen das Eintreten einer Wölbung auf den Endflächen des Flacheisens beobachtet werden sollte. Die Messungen ergaben, daß die Wölbungen der Endflächen bei den Proben mit dem kleinsten Randabstand $e = 1{,}75\,d$ am frühesten einsetzen, und zwar bei $\alpha = 2{,}6$. Für die Proben mit dem Randabstand $e = 2{,}0\,d$ ergibt sich $\alpha = 3{,}0$, und für den Randabstand $e = 2{,}5\,d$ liegen die α-Werte über 3,0. Da man den Randabstand nie unter $2{,}0\,d$ ausführen wird, so zeigen die Versuche, daß die Wölbung der Endflächen bei viel höherer Belastung kritisch wird, als das Verschieben der drei Eisen gegeneinander. Für die Beurteilung des zulässigen Lochleibungsdruckes sind daher die Wölbungen der Endflächen nicht maßgebend.

Gruppe C. Zylindrische Bolzenverbindungen. Zu messen war an den vier Stäben bei stufenförmiger Belastung:

1. Erweiterung des Bolzenloches im Flacheisen und
2. Veränderung des Bolzendurchmessers.

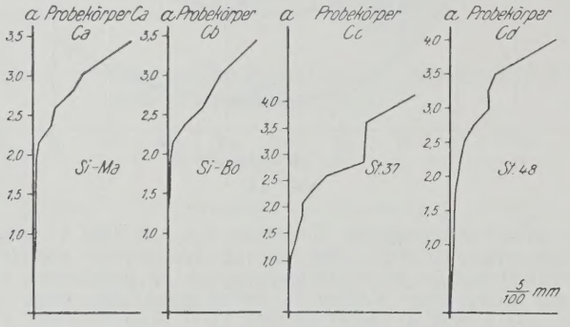


Abb. 12.

Bei sämtlichen Stahlsorten zeigte sich, daß die bleibenden Locherweiterungen bei $\alpha = 2{,}0$ beginnen und von da an bedenklich werden (vergl. Abb. 12).

Gruppe D. Konische Bolzenverbindung mit Schrauben. Zu messen war an den sechs Proben bei stufenförmiger Belastung:

1. die Verschiebung der Laschen gegen den Mittelstab in der Querschnittsebene des Bolzens,
2. die Wölbung der Endflächen des Mittelstabes.

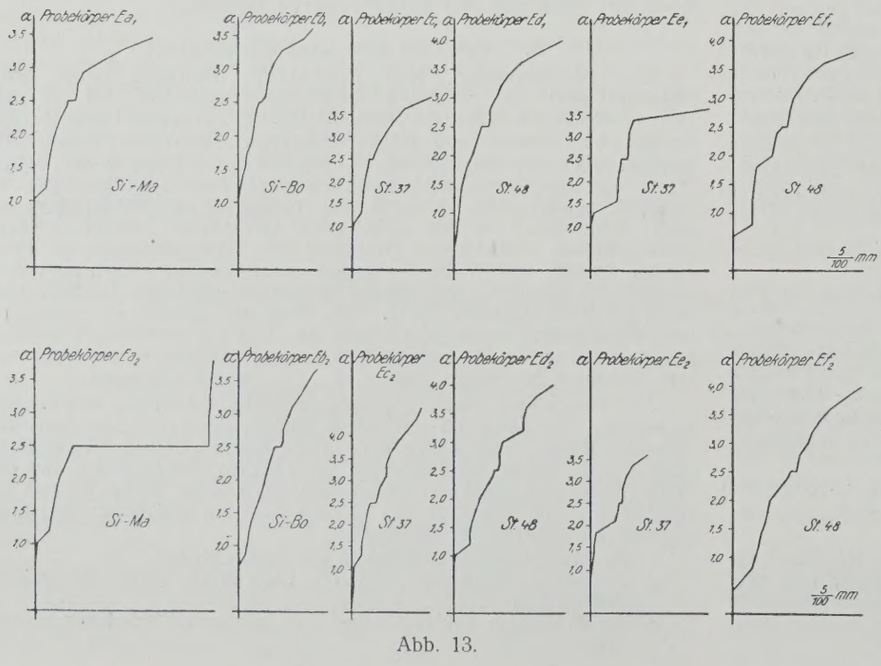


Abb. 13.

Die Versuche ergaben, daß Beanspruchungen, die zu dem Werte $\alpha = 2{,}5$ führen, unzulässig sind.

Gruppe E. Nietverbindungen. Zu messen war an zwölf Proben bei stufenförmiger Belastung:

1. die Verschiebung der Laschen gegen den Mittelstab und
2. die Wölbung der Endflächen des Mittelstabes. Außerdem sollte nach Erreichung der Laststufe $\alpha = 2{,}5$ nochmals zwölfmal auf $\alpha = 2{,}5$ be- und entlastet werden und hierauf die Laschenverschiebung gegen den Mittelstab und die Wölbung der Endflächen nochmals ermittelt werden.

Die zwölfmalige Be- und Entlastung hat gemäß Abb. 13 eine Stauchung oder Verfestigung des Materials zu Folge gehabt. Die Größe der gegenseitigen Verschiebungen der drei Eisen hat bei $\alpha = 2{,}5$ bereits Werte erreicht, die kaum zuzulassen sind.

Gruppe F. Nietverbindungen. Zu messen war an den vier Proben bei stufenförmiger Belastung:

1. die Spannungsdehnungslinie der Nietstrecke und
2. die Verschiebung des Mittelstabes gegen die Laschen.

Aus den Ergebnissen lassen sich folgende Schlüsse ziehen:

a) Das elastische Verhalten des ungeschwächten Flacheisens (Gerade E) bleibt in der Nietverbindung innerhalb des Meßbereiches nahezu bestehen, denn die Kurve der gemessenen elastischen Dehnung der Nietverbindung fällt fast mit E zusammen.
b) Aus den Kurven der bleibenden Dehnung sieht man, daß die Nietverbindung kein einheitlicher Körper ist, sondern von 4 t Belastung an deutliche bleibende Formänderungen erleidet.
c) Die Nachgiebigkeit ist anfangs bei allen Stählen gleich groß.

Schlußbemerkung: In den kritischen Werten von α ist die Frage der Sicherheit noch nicht erwogen worden. Die vorliegenden Versuche ergaben, daß dann, besonders für die Bolzenverbindungen, der zulässige Wert $\alpha = 2{,}5$ zu hoch ist.

In der Aussprache legte Herr Gehler, Dresden, die Grundgedanken dar, die ihn 1925 dazu veranlaßt hatten, diese Versuche anzuregen:

1. Die Nietverbindungen sind (vergl. Referat B. 1) nicht ein statisches, sondern ein plastisches Problem. Leider sind proportionale Beziehungen bei diesen plastischen Erscheinungen nicht mehr vorhanden. Deshalb sei es auch nicht zulässig, in folgender Weise zu schließen: Weil für St 37 der Lochleibungsdruck $\sigma_l = 2{,}5\,\sigma_{zul}$ sein darf, muß diese Beziehung auch für St Si zutreffen, für den also $\sigma_l = 2{,}5 \cdot 2100 = 5250$ kg/cm² sein müßte. Vom praktischen Standpunkte aus betrachtet, besteht die Kernfrage darin, ob bei derartigen Beanspruchungen die Nietlöcher unrund und die Niete im Betrieb locker werden können, so daß sie vorzeitig erneuert werden müßten.

2. Zwischen Bolzen und Nieten ist ein wesentlicher Unterschied. Der Schaft, der beiden gemeinsam ist, wird im plastischen Bereich verbogen. Beim Niet müssen die Verbiegungen infolge der sogen. Klammerwirkung der Nietköpfe wesentlich kleiner als beim Bolzen sein. Die Nietköpfe pressen sich nämlich in die äußeren Flächen der Laschen ein und bewirken somit eine Art Einspannung des Nietschaftes. Diese günstige Wirkung verleiht dem Niet eine etwa um 75 % höhere Tragfähigkeit, als sie der Bolzen hat.

3. Benutzt man die Ergebnisse der neuen Plastizitätsforschung nach Girtler, Mises und Schleicher, so erhält man eine Darstellung, in der als Ordinaten die Werte $y = \sigma_e = \sqrt{2\,E\,A}$ und als Abszissen die Werte des hydrostatischen Druckes $p = 1/3\,(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)$.[3]) Mit Hilfe einer solchen Darstellung ist es Herrn Gehler gelungen, die Ergebnisse unserer Nietversuche hinsichtlich des Beginns des Fließens vorauszusagen.

4. Unsere bisherigen Versuche haben jedenfalls schon das eine Ergebnis gezeigt, daß bei Bolzen und insbesondere auch bei konischen Bolzen erhöhte Vorsicht geboten ist. Hier sind die Bedenken, die Herr Gehler in Übereinstimmung mit Herrn Bleich erhoben hat, voll berechtigt. Für Bolzen darf s. E. als höchster vertretbarer Wert des Lochleibungsdruckes $\sigma_l = 1{,}5\,\sigma_{zul}$ angenommen werden.

5. Ferner ergibt sich aus unseren Nietversuchen die Mahnung, den Endabstand der Niete nicht zu klein zu wählen. In der Druckzone bildet sich ein scharf umrissenes Gebiet plastischer Verformung aus, das etwa von einer Ellipse begrenzt wird. Der äußerste Punkt, also der Ellipsenscheitel, liegt bei den hier untersuchten zweischnittigen Nietverbindungen im Stabe etwa um 1,5 d von der Lochmitte entfernt. Somit ist als Randabstand 2,0 d, besser 2,5 d, dringend zu empfehlen.

6. Die Frage des zulässigen Lochleibungsdruckes der Niete ist heute noch nicht entschieden. Herr Gehler schließt aus Abb. 12 u. 13, daß er bis auf weiteres keinen höheren zulässigen Lochleibungsdruck als $\sigma_l = 2{,}0\,\sigma_{zul}$, insbesondere für St Si annehmen wird. Diese Streitfrage kann erst dann endgültig entschieden werden, wenn die Ergebnisse der in Stuttgart auf An-

[3]) Siehe W. Gehler, Taschenbuch für Bauingenieure, 5. Aufl., Bd. I, Kap. Festigkeitslehre, S. 251.

regung von Herrn Schaechterle zurzeit im Gange befindliche Versuche vorliegen werden.[4])

An der weiteren Aussprache beteiligten sich die Herren Dörnen (Derne) und Weidmann (München), die beide für die Beibehaltung der jetzigen Reichsbahnbestimmungen mit $\sigma_l = 2{,}5\,\sigma_{zul}$ eintraten.

Sektions-Vorträge,

die von den Rednern angemeldet worden waren, wurden an den folgenden beiden Tagen, 26. und 27. September, gehalten. Da diese Darbietungen in den Fachzeitschriften veröffentlicht werden, seien hier jeweils nur Name und Thema angeführt.

H. Schmuckler, Berlin: Stahlkonstruktionen für den Wohnungs- und Hochbau; P. Joosting, Utrecht: Die Eisenbahnhubbrücke über den Koningshaven in Rotterdam; F. Zelisko, Wien: Tragwerke und Hochbauten bei den neuen Personenseilschwebebahnen in Oesterreich; J. Melan, Prag: Die neue Elbebrücke bei Außig; A. Hawranek, Brünn: Probleme des Großbrückenbaues; Füchsel, Berlin: Über elektrisches Schweißen im Eisenbau; Kriwoschein, Prag: Anwendung der genauen Theorie von Bleich auf die Berechnung von Hängebrücken mit drei Öffnungen; Bernhard, Berlin: Neuere Messungen dynamischer Brückenbeanspruchungen;[5]) G. Seckler, Straßburg: Fahrbahntafeln aus Eisenbeton auf eisernen Brücken unter Eisenbahngleisen; A. Doernen, Derne: Verbesserung der Nietverbindungen; K. Bernhard, Berlin: Vollwandige oder Fachwerkfüllungen eiserner Tragwerke vom künstlerischen, konstruktiven und wirtschaftlichen Gesichtspunkte aus; R. Schuhmann, Wien: Erfahrungen bei der Erhaltung von Straßenbrücken; H. Kulka, Hannover: Über die angreifenden Kräfte im Eisenwasserbau; L. Karner, Zürich: Die statischen und wirtschaftlichen Fragen bei der Anwendung von Kabelzugbändern für weitgespannte Bogenbrücken; L. Kopececk, Pilsen: Der Eisenbau in der tschechoslowakischen Republik mit besonderer Berücksichtigung des Wettbewerbes um einen Entwurf der Nusler-Brücke in Prag; J. Beke, Budapest: Neuartige Verwendung des versteiften Stabbogens bei der Straßenbrücke in Györ in Ungarn; P. Eberspächer, Eßlingen: Glasdächer und Korrosion; E. Chwalla, Wien: Die Stabilität zentrisch und exzentrisch gedrückter Stäbe aus Baustahl; J. Brummer, Resita: Neue Methode der Aufstellung hoher Fachwerksäulen und -maste mittels Doppelhebel; E. Erhard, Wien: Konstruktionsentwurf für den Bau der Sängerbundes-Festhalle, Wien 1928.[6])

Durch die reiche Fülle wertvoller fachwissenschaftlicher Darbietungen ist die Wiener Tagung für jeden Teilnehmer zu einem Erlebnis geworden. Die Eröffnungsfeier in der Hofburg, der Empfang durch den Verkehrs- und Handelsminister in Schönbrunn, der Festabend beim Bürgermeister der Stadt Wien, sowie der Ausflug nach dem Semmering und der Raxalp brachten unvergeßliche Eindrücke. Als nächster Tagungsort des Internationalen Kongresses für Brücken- und Hochbau 1931 oder 1932 wurde Paris gewählt.

[4]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 7. u. 8.

[5]) S. „Die Bautechnik" 1928, Heft 41, Beilage „Der Stahlbau" 1928, Heft 13, S. 145.

[6]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 33.

Vermischtes.

Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 24. November ausgegebene Heft 22 (1 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Dr. Heymann: Das Problem der Kleinstwohnung. — Dr.-Ing. H. Delius: Die städtebauliche Bedeutung des Tempelhofer Westfeldes. — Ein Bebauungsplan-Entwurf zu einer Gartenvorstadt für Quedlinburg.

11. Deutscher Baupolizeitag 1928 in Dresden, veranstaltet von der Vereinigung der höheren technischen Baupolizeibeamten.[1]) In der öffentlichen Versammlung wies der Vorsitzende, Stadtrat Dr.-Ing. Küster, auf den wachsenden Aufgabenkreis der Baupolizei hin und bedauerte, daß die Öffentlichkeit ihre Bedeutung noch nicht in vollem Umfange erkenne und würdige.

Alsdann sprach Stadtbaurat Dr.-Ing. Schmidtmann, Stuttgart, über „die strafrechtliche Verantwortlichkeit der Baupolizeibeamten". Die heutigen Zustände im Hochbau, insbesondere die Hast bei der Ausführung, erschweren die Tätigkeit des technischen Baupolizeibeamten und setzen ihn der Gefahr aus, in die gerichtliche Verfolgung von Bauunfällen mit hineingezogen zu werden. Der Redner erörterte die Verstöße gegen allgemein anerkannte Regeln der Baukunst und die Vergehen der fahrlässigen Körperverletzung und fahrlässigen Tötung in ihrer Beziehung zum Baupolizeibeamten und bot eine Reihe von Anregungen zur Klärung des Problems.

Oberingenieur Dipl.-Ing. Wittig, Magdeburg, behandelte das Thema: „Die Erschütterungen der Gebäude durch Verkehrseinflüsse und die Maßnahmen zu ihrer Abwehr".

Er wies zunächst auf die Notwendigkeit planmäßiger Untersuchungen hin, durch die allein über die Wirkungen der Verkehrsstöße auf benachbarte Gebäude Klarheit zu erlangen sei. Er stellte fest, daß die für Erdbebenmessungen vorhandenen Instrumente und Skalen bei ihrer Anwendung auf Verkehrsbeben zwar Mängel zeigten, aber zunächst genügten, um sich in das Neuland der Verkehrsbeben hineinzuarbeiten. Sodann erläuterte er die Umstände, die einen Einfluß auf die Stärke der Erschütterungen haben. Als Maßnahmen zu ihrer Abwehr schlug er u. a. vor: geräuschlose Pflasterung, elastische Bettung von Gleisanlagen, Geschwindigkeitsregelung, Herstellung starken Mauerwerks und kräftiger Balkenlagen bei den Gebäuden, Verbot der Benutzung von Vollgummireifen für schwere Fahrzeuge.

Anschließend berichtete Baurat Thein, Hamburg, über die seismometrische Methode der Erschütterungsmessung und ihre praktische Anwendung bei Verkehrserschütterungen usw. und erläuterte die Schädlichkeit der Erschütterungen je nach ihrer Herkunft, sowie die sehr beschränkte Anwendungsmöglichkeit der empirischen und absoluten Erdbebenstärkeskalen. Der Baupolizei sei in der Anwendung seismometrischer Untersuchungstechnik ein neues Mittel an die Hand gegeben, um nicht nur bei Beschwerden einwandfreie Entscheidungen zu treffen, sondern auch den Grad der Schädlichkeit der Erschütterungen für die Gebäude zur Abwendung der Gefahren rechtzeitig festzustellen.

Sodann sprach Ministerialrat Dr.-Ing. Schubart, Berlin, über die „Baupolizei in den Vereinigten Staaten von Amerika".

Das starke Streben in Amerika nach Besitz und Reichtum führt dort dazu, die persönliche Freiheit des Bürgers möglichst wenig zugunsten staatlicher Ämter zu beschränken. In den Sozialgesetzen ist von obrigkeitlicher Fürsorge nicht viel zu spüren, Bauarbeiterschutzvorschriften findet man in den Bauordnungen nicht. Die Baupolizei liegt in den Händen der Staaten und Städte, Rahmenvorschriften erläßt die Bundesregierung. Die Baupolizeiverwaltungen sind vorwiegend technische Einrichtungen. Die Bauordnungen baut man nicht wie bei uns auf der Grundlage allgemeiner Gesetze auf, sondern man macht sie zum Gegenstande von Sondergesetzen. Die Mitarbeit privater Fachleute bei ihrer Vorbereitung sichert den Baugesetzen größere Volkstümlichkeit als bei uns. Dispense von Mindestforderungen gibt es nur selten. Die Baupläne müssen bis ins kleinste durchgearbeitet sein, dann werden sie aber auch sehr rasch, in wenigen Tagen, genehmigt. Auf die Kontrolle der Bauausführungen wird großer Wert gelegt. Abweichungen von den genehmigten Plänen werden schwer geahndet. Die technischen Beamten haben eine große Machtfülle, für die Zeit ihrer Tätigkeit müssen sie hohe Kautionen stellen.

Der Redner gab zum Schluß eine Reihe von Anregungen zur Änderung des baupolizeilichen Verfahrens in Deutschland, im Hinblick auf die Verhältnisse in Amerika, die aber nicht in jeder Beziehung mustergültig sind und sich nicht ohne weiteres als Vorbild für Deutschland verwenden lassen.

Zum Schluß sprach Baurat Stern, Köln, über „den heutigen Stand der Baukontrolle bei Eisenbetonarbeiten". Die von ihm aufgestellten Richtlinien für die Einführung der vom Deutschen Beton-Verein ausgearbeiteten „Vorläufigen Leitsätze für die Baukontrolle im Eisenbetonbau" sollen ihren endgültigen Wortlaut in einer nochmaligen Ausschußberatung erhalten.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 37.

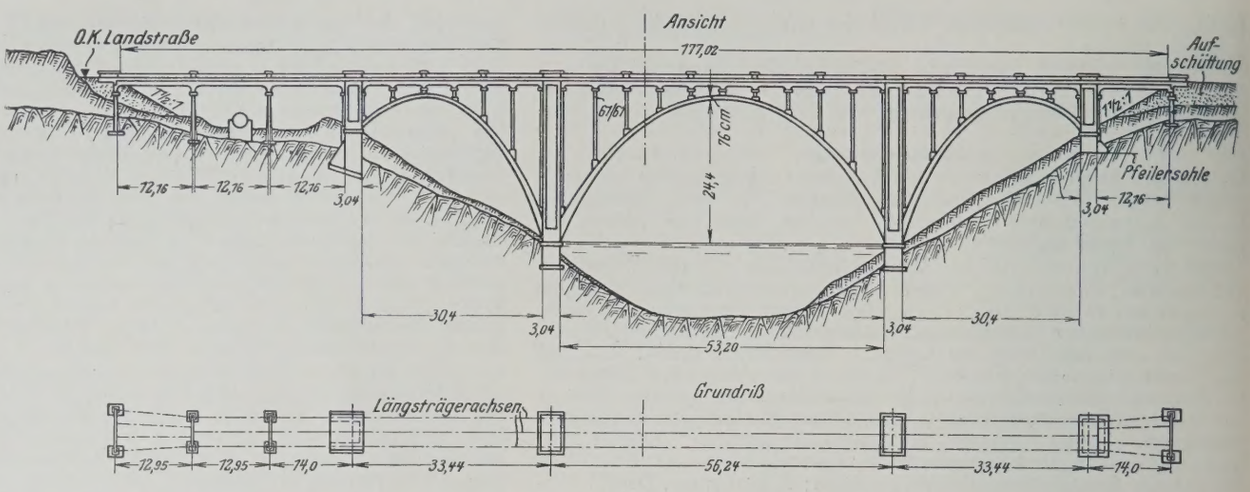
Der Ausbau der österreichischen Wasserkräfte. Das österreichische Wasserkraft- und Elektrizitätswirtschaftsamt veröffentlicht auf Grund amtlicher Angaben und in Zusammenarbeit mit dem Bundesministerium für Land- und Forstwirtschaft eine Statistik über den Ausbau der Großwasserkräfte Österreichs. Die Übersicht umfaßt die Wasserkraftanlagen von mindestens 500 PS, soweit sie im Jahre 1918 bereits vorhanden waren, in den Jahren 1919 bis 1927 neu errichtet wurden und soweit sie seit Beginn des Jahres 1928 in Angriff genommen sind, schließlich auch den Stand der Hochspannungsfernleitungen.

Im Jahre 1918 wurden 43 Stromlieferungsunternehmen, 93 Eigenanlagen und 4 Bahnkraftwerke oder insgesamt 140 Kraftwerke gezählt. Ende 1927 waren 233 Anlagen vorhanden, von denen 83 Stromlieferungsunternehmungen, 142 Eigenanlagen und 8 Bahnkraftwerke sind. Die Jahresmittelleistung stieg von 233 634 PS auf rd. 500 000 PS, die Wasserkraftleistung von 321 660 PS auf 1 102 757 PS und das größte Jahresarbeitsvermögen von 1283 Mill kWh auf 2795 Mill. kWh. Die Zahl der Anlagen ist in Niederösterreich und Wien von 26 auf 44 gestiegen, in Kärnten von 20 auf 39, in Oberösterreich von 20 auf 34. In Vorarlberg hat sich die Leistung nahezu vervierfacht, dann folgen Tirol, Kärnten, Niederösterreich mit Wien und Oberösterreich. Die Zahl der Eigenanlagen ist von 93 auf 142 gestiegen und deren jährliche Arbeitsleistung ist etwa gleich der Hälfte derjenigen von Stromlieferungsunternehmen. Von diesen Eigenanlagen entfallen 11 auf die Herstellung von Aluminium, Karbid, Ferrosilizium und sonstige chemische Erzeugnisse, 59 auf Sägewerke, die Papier-, Pappe- und Holzstoffindustrie, 46 auf Berg- und Hüttenwerke sowie die Maschinen- und Metallindustrie, 19 auf die Textilindustrie und 7 auf die Baustoff- und Glasindustrie. Die Bahnkraftwerke verteilen sich auf Salzburg, Niederösterreich mit je einem Werk, sowie auf Tirol, Vorarlberg und Kärnten mit deren je zwei. Die Baulänge der Hochspannungsfernleitungen ist von 2712 km im Jahre 1918 auf über 10 000 km im Jahre 1927 ausgebaut worden. Wu.

Landstraßenbrücke in den Nord-Carolina-Bergen. Im Zuge der Asheville-Spartanburg-Landstraße ist kürzlich nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 26. Juli 1928 von der Landstraßen-Kommission des

Staates Nord-Carolina eine Betonbrücke fertiggestellt worden, die sich durch eine besonders schöne Linienführung der Bogen auszeichnet.

Die Brücke führt über eine tiefe Schlucht und liegt talwärts von einer Staumauer. Das Flußbett des Tales ist für gewöhnlich trocken, da das abfließende Wasser des Staubeckens durch ein unter der Brücke hindurchführendes Rohr zu Tal nach dem Kraftwerk geleitet wird. Die Gründung der Pfeiler konnte daher ohne besondere Wasserhaltungen vorgenommen werden.



Die Gesamtlänge der Brücke beträgt etwa 177 m, die Spannweiten der Bogen und der seitlichen Anschlüsse sind aus der Abbildung ersichtlich. Die symmetrische Mittelöffnung von 53,2 m Spannweite liegt im Scheitel etwa 41 m über der Talsohle bei einer Pfeilhöhe von rd. 24,4 m. Sie besteht ebenso wie die seitlichen unsymmetrischen Druckbogen aus je zwei Gurten, die im Scheitel des Mittelbogens 125 cm breit und 76 cm hoch sind. Die Achsen der Gurte liegen etwa in 5 m Abstand voneinander. An den Fußpunkten der Fahrbahnstützen sind die Gurte durch biegungsfeste Stäbe verbunden. Die Stützen haben einen Querschnitt von 61 × 61 cm. Sie tragen die auf drei Längsträgern ruhende Fahrbahndecke, die über je zwei Spannweiten ununterbrochen durchläuft.

Neben der etwa 6 m breiten Fahrbahn kragen seitliche Fußstege aus. In den beiden Endöffnungen erweitert sich die Fahrbahn auf etwa 9 m. Die Endöffnungen der Balkenbrücken haben daher vier Längsträger erhalten. Die Mittelöffnung wurde in fünf und jeder Seitenbogen in je drei Abschnitten betoniert. Der Baustoff wurde von einem Kabel aus zugeführt, das über der Brückenachse etwa 210 m frei gespannt war. Der Bau wurde zum großen Teil während des Winters ausgeführt, so daß bei dem Mischen des Betons warmes Mischwasser benutzt werden mußte. Zs.

Eine Kanalverbindung zwischen Wolga und Don. Die Wolga-Flotte bestand 1912 aus 3300 Dampfern und 6998 anderen Schiffen mit einem Tonnengehalt von 8,5 Mill. t. 1913 wurden 25 Mill. t Fracht auf der Wolga befördert, während die russischen Eisenbahnen zusammen nicht mehr als 130 Mill. t zu befördern hatten. Der Umstand, daß die Wolga in das Kaspische Meer mündet, bringt sie in Verbindung mit dem wichtigen Hafen Baku. Aber das Kaspische Meer ist ein Binnenmeer, und es fehlt der Wolga ein Ausgang, auf dem ihre Schiffe auf die Weltmeere gelangen könnten. Da kommt es ihr zu statten, daß sie sich bis auf etwa 50 km dem Don nähert, der sich in das Schwarze Meer ergießt und dadurch in schiffbarer Verbindung mit dem Mittelmeer und weiterhin mit den die Ozeane durchquerenden Schiffahrtswegen steht. Schon im 16. Jahrhundert wurde der Plan erörtert, beide Flüsse durch einen Kanal miteinander in Verbindung zu bringen, der Mangel an Geldmitteln und auch an technischer Erfahrung ließ ihn aber nicht zur Ausführung kommen. Neuerdings ist er nach einer Mitteilung in „Engineering“ wieder aufgegriffen worden. Der Ausgangspunkt an der Wolga würde in der Nähe von Stalingrad liegen, einer Stadt etwa 400 km oberhalb der Mündung. Der Don würde bei Kalach erreicht werden. Der Kanal würde bei dieser Linienführung etwa 100 km lang werden. Der Don müßte auf eine Länge von etwa 500 km durch Einbau von Schleusen zur Aufnahme der Wolga-Schiffe ausgebaut werden, und in seinem Mündungsgebiet müßte weiter ein Kanal von Rostow bis Taganrog angelegt werden.

Die Kosten für die Durchführung dieser weit ausschauenden Planungen werden auf 130 bis 150 Mill. Rubel (275 bis 305 Mill. R.-M.) geschätzt. Die jährlichen Unterhaltungskosten der Wasserstraßen, die ein Großschiffahrtsweg im wahren Sinne des Worts sein würden, sind mit 5 Mill. Rubel (10 Mill. R.-M.) anzusetzen. Man glaubt aber, diese Kosten aufwenden zu dürfen, weil dadurch namentlich die Beförderung von Kohle aus dem Donez-Becken in das Gebiet der Wolga sehr verbilligt werden würde, während gleichzeitig bei der Ausfuhr von Rohstoffen, wie Holz, Getreide u. dergl., Öl aus Baku usw., erhebliche Ersparnisse gegenüber der Beförderung auf Schienen zu erzielen wären, so daß in zehn Jahren die Baukosten getilgt und die Unterhaltungskosten gedeckt werden könnten, eine Erwartung, die wohl über das Ziel hinaus schießt, ohne daß damit die Bedeutung des andeutungsweise geschilderten Planes verkannt werden soll. Wkk.

Technische Hochschule Hannover. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber wurde verliehen dem technischen Direktor des Werkes Brückenbau C. H. Jucho, Eduard Schellewald zu Dortmund, in Anerkennung seiner großen, durch Anwendung wissenschaftlicher Methoden erworbenen Verdienste um die wirtschaftliche Betriebsführung im Eisenbau.

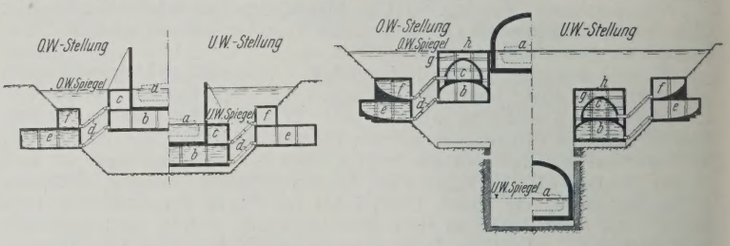
Bauunglück in Vincennes. Hierüber hat auf Anfragen Herr Zivil-Ingenieur Henry Lossier in Argenteuil bei Paris dem Deutschen Beton-Verein (E. V.) folgendes mitgeteilt:

Es handelt sich um ein Bauwerk, dessen Traggerüst nicht aus Eisenbeton bestand, sondern aus Eisenfachwerk, d. h. aus Stützen in Eisenkonstruktion mit Ziegelausmauerung. Lediglich die Decken waren aus Eisenbeton hergestellt. Das Bauwerk wurde durch eine italienische Bauunternehmung ausgeführt ohne die Mitwirkung eines Architekten und unter Bedingungen, die auf den ersten Blick vollkommen mangelhaft erschienen, sowohl bezüglich der Gründung als auch der Güte der Baustoffe. Es handelt sich also keinesfalls um einen normalen Bau. Nach dem Ergebnis der letzten Untersuchung scheint es, daß das Bauwerk infolge der zu schwachen eisernen Innenstützen, die den Eisenbeton trugen, eingestürzt ist. Die Gründung scheint ebenfalls unsicher zu sein.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Schwimmender Schleusentrog mit einer oder mehreren Belastungskammern. (Kl. 84b, Nr. 457 466 vom 30. 1. 1926, von Leopold Rothmund in Stuttgart.) Um den Schleusentrog und mit ihm die Schiffsgefäße mit Hilfe von Belastungswasser im Oberwasser der Haltung so zu heben und zu senken, daß nur die für die Beschleunigung und Verzögerung des Troges und für die Überwindung der bei der Trogbewegung auftretenden Reibungskräfte erforderliche Arbeit aufgewendet wird, wird der Trog *a* so gebaut, daß sein Gewicht einschließlich des Gewichtes der Wasserfüllung und der Belastungskammern *b*, *c* gleich ist dem Auftrieb, den er in der Oberwasserstellung erfährt. Bei dieser Trogstellung sind die Belastungskammern entleert, das Pendelwasser befindet sich vollständig in den Gegenbehältern *e*, *f*, und die Wasserspiegel der Belastungskammern



und Gegenbehälter liegen in gleicher Höhe. Wird der Trog *a* gesenkt, so beginnt das Wasser durch die Verbindungsleitungen *d* aus den Gegenbehältern *e*, *f* in die Belastungskammern *b*, *c* überzufließen, und man erreicht durch entsprechende Höhenanordnung und Formgebung der Belastungskammern und Gegenbehälter, daß das Troggewicht sich bei jeder Änderung der Schwimmlage um ebensoviel vermehrt bezw. beim Heben vermindert wie der Auftrieb.

Bei gewölbter Trogdecke *a* sind auch Belastungskammern und Gegenbehälter im Inneren entsprechend gewölbt. Nach vollzogener Eintauchung befindet sich das Pendelwasser in den Belastungskammern, und die Gegenbehälter sind entleert. Der oben geschlossene Trog schwebt eingetaucht bis zur Unterwasserstellung wie die sogenannte Tauchschleuse. Die Kammern und Behälter sind außerdem mit Luftrohren versehen, die das Zu- und Ausströmen von Luft ermöglichen, solange der Trog nicht völlig untergetaucht ist.

INHALT: Bemerkenswerte Hallenbauten in Holz. — Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad (Fortsetzung). — Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien (Schluß). — Vermischtes: Der Neubau, Halbmonatsschrift für Baukunst, Wohnungs- und Siedlungswesen. — 11. Deutscher Baupolizeitag 1928 in Dresden. — Ausbau der österreichischen Wasserkräfte. — Landstraßenbrücke in den Nord-Carolina-Bergen. — Kanalverbindung zwischen Wolga und Don. — Technische Hochschule Hannover. — Bauunglück in Vincennes. — Patentschau.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 7. Dezember 1928 | Heft 52

Alle Rechte vorbehalten.

Technische Reiseeindrücke in Rußland.

Von **Schaper.**

Auf Einladung der Bauverwaltung des großen Stauwerkes im Dnjepr bei Kitschkas in der Nähe von Alexandrowsk an der Bahnlinie Moskau—Sewastopol besuchte ich im Oktober d. J. Moskau und die Baustelle bei Kitschkas, um ein Gutachten über die allgemeine Anordnung und die baulichen Einzelheiten der Entwürfe zweier großer Dnjepr-Brücken, deren Bau das Stauwerk bei Kitschkas nötig macht, zu erstatten. Die dabei und gelegentlich der Reise sonst noch gewonnenen technischen Eindrücke dürften von allgemeinem Interesse sein.

I. Bau des Stauwerkes im Dnjepr.

Der Dnjepr ist in der Nähe von Alexandrowsk infolge einer größeren Anzahl von Stromschnellen nicht schiffbar. Der Bau des Stauwerkes bei Kitschkas soll diesen Übelstand beheben und eine Kraftquelle zur Erzeugung elektrischer Energie schaffen. Neben der Staumauer wird eine dreistufige Schleusentreppe den Schiffsverkehr zwischen Ober- und Unterwasser vermitteln. Die Staumauer, die eine größte Höhe von 42 m erhalten wird, wird eine so große Wassermenge aufstauen, daß beim ersten Ausbau der Turbinenanlage im Jahre 1 Milliarde kWh und beim weiteren Ausbau der Turbinenanlage im Jahre bis zu 2 Milliarden kWh unter Zuhilfenahme einer Wärmekraftanlage in der wasserärmeren Jahreszeit gewonnen werden. Die Wasserkraft soll zur Versorgung der umliegenden Dörfer und Städte mit elektrischer Energie und elektrischem Licht und zum Betriebe neu in der Nähe des Stauwerkes zu errichtender industrieller Anlagen wie eines Aluminiumwerkes, eines Stickstoffwerkes, eines Ferromanganwerkes und verschiedener chemischer Werke dienen.

Abb. 1. Alte Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Dnjepr.

Die jetzt vorhandene zweigeschossige Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Dnjepr (Abb. 1), die eine Auslegerbrücke ist und in der Mittelöffnung eine Stützweite von 190 m hat, kommt in den Stau hinein und muß durch zwei neue, zweigeschossige Eisenbahn- und Straßenbrücken über den alten und neuen Dnjepr ersetzt werden. Von diesen Brücken wird gleich noch eingehender die Rede sein.

Der Bau der ganzen Stauanlage wird 200 Millionen Rubel kosten; sie soll im Jahre 1932 fertig sein. Die Bauarbeiten haben im März 1927 begonnen und sind schon weit fortgeschritten. Im Bau sind die Gründungen der Schleusentreppe, der Staumauer und der Flußpfeiler der Brücke über den neuen Dnjepr begriffen. Auch die Arbeiten für die Widerlager und für die Landpfeiler beider Brücken sind im Gange. Der Untergrund besteht überall aus Granitfels; dieser ist im neuen Dnjepr von einer geringen und im alten Dnjepr von einer hohen Kiesschicht überlagert. Die Staumauer, die

Abb. 2. Gründung der Staumauer.

über eine im Fluß liegende Insel geführt wird, wird in drei Teilen zwischen Fangedämmen gegründet (Abb. 2). Die Fangedämme sind aus rechtwinklig zueinander verlegten Balken mit dazwischengelegten Steinen (Abb. 2) und aus vor diese Steinkasten gestellten eisernen Spundwänden gebildet. Um diese Spundwände, die an und für sich schon ziemlich wasserdicht sind, zu halten und um vollständige Wasserdichtigkeit zu erzielen, ist vor den Spundwänden Sand angespült. Die Fangedämme haben sich gut bewährt. Die Baugrube ist, wie auch aus Abb. 2 zu erkennen, so gut wie trocken. Eine kleine Pumpenanlage genügt, um die Sohle ganz trockenzulegen. Die Abb. 2 zeigt den Bauzustand des Felsaushubes in der Baugrube. Vor dem Einbringen der Steinkasten wird die Flußsohle genau gepeilt. Die untere Begrenzung der einzelnen Steinkasten wurde den Peilergebnissen entsprechend ausgebildet. Die Kasten wurden schwimmend an die Stelle ihrer Verwendung gebracht und dann durch Einbringen der Steine versenkt. Die Staumauer, die nach einem Kreisbogen gekrümmt ist, wird nach einem von amerikanischen Ingenieuren vorgeschlagenen Verfahren mit Kranen, deren Bahn auf einzelnen schlanken Betonpfeilern ruht, hochgeführt. Die Betonpfeiler werden im Verlauf des Baues in die Staumauer einbetoniert. Der eine Teil der Zwischenräume zwischen den Betonpfeilern dient dem Wasser zum Durchfluß, der andere Teil wird vorn durch eiserne Schütze geschlossen, in deren Schutz die Staumauer an dieser Stelle hochgeführt wird. Beide Bauzustände wechseln stufenweise ab.

Die Einrichtung der Baustelle erfordert natürlich ganz gewaltige Anlagen. Ein großes massives Verwaltungsgebäude wurde errichtet. Für die 8000 am Bau beschäftigten Arbeiter und ihre Familien wurden gute Wohnhäuser gebaut. Zur Wohnkolonie gehören auch eine große Kochanstalt, ein Badehaus, ein Krankenhaus, eine Schule, ein Kino und sogar ein Theater, in dem Bühnenkünstler aus den größeren, in nicht zu weiter Entfernung liegenden Städten öfter spielen.

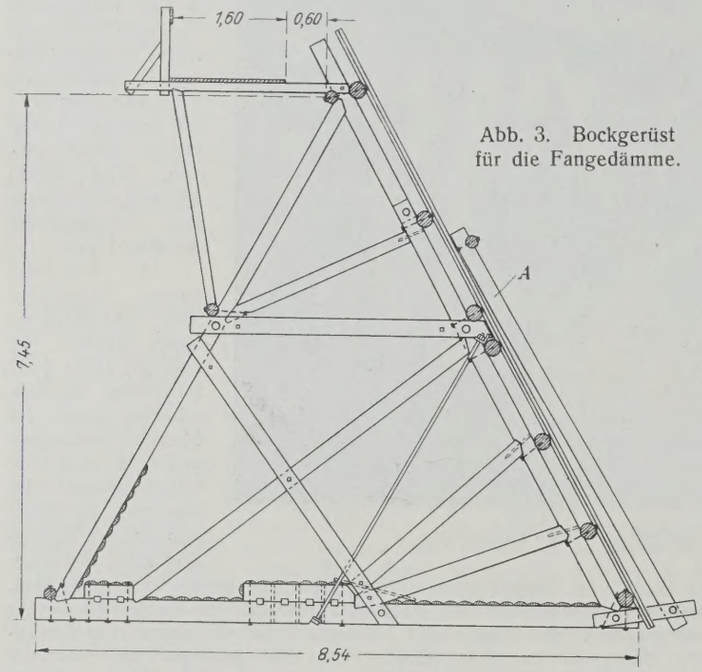


Abb. 3. Bockgerüst für die Fangedämme.

Der Bau der Staumauer und der Schleusentreppe erfordert 1 Mill. m³ Beton. Für Herstellung dieser gewaltigen Masse von Beton sind auf jedem Ufer je eine Brecher- und Betonmischanlage errichtet. Der Entwurf für diese Anlagen stammt von den Firmen Siemens-Bauunion in Berlin und Fried. Krupp, Grusonwerk, in Magdeburg. Die Maschinen für die Brecheranlage sind von der an zweiter Stelle genannten Firma geliefert worden. Jede der beiden Brecheranlagen enthält einen Großbackenbrecher zum Vorbrechen der auf der Baustelle gewonnenen Granitfelsstücke, zwei Kegelbrecher zum weiteren Zerkleinern der vorgebrochenen Stücke und vier Nachbrecher zum Zerkleinern des Überlaufes aus den Siebtrommeln. Zu jedem der vier Nachbrecher gehört eine Walzenmühle, die Granitsand herstellt. Schotter und Sand kommen auf Gummibändern, die in einem überdeckten Verbindungsbau zwischen Brecheranlage und Betonmischanlage laufen, in Silos oberhalb der Betonmischmaschinen und aus diesen in die selbsttätigen Wagen. In diese wird auch der Zement durch Schnecken befördert. Aus den selbsttätigen Wagen fallen die Zuschlagstoffe in die Betonmischmaschinen, von denen auf jedem Ufer fünf vorhanden sind. Beide Mischanlagen liefern zusammen am Tage 2000 m³. Welches Mischungsverhältnis der Beton der Staumauer erhalten soll, steht noch nicht endgültig fest. Die Versuche darüber sind noch im Gange. Man wird vielleicht einen Teil des Granitsandes

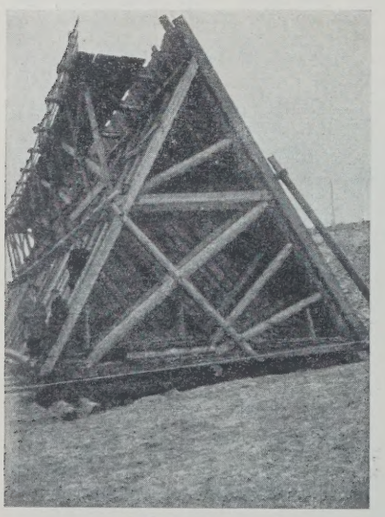


Abb. 4.
Bockgerüst für die Fangedämme.

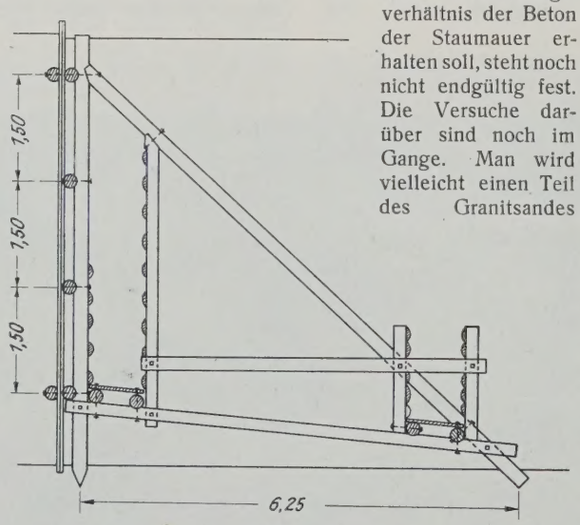


Abb. 5.
Bockgerüst für den leichten Fangedamm.

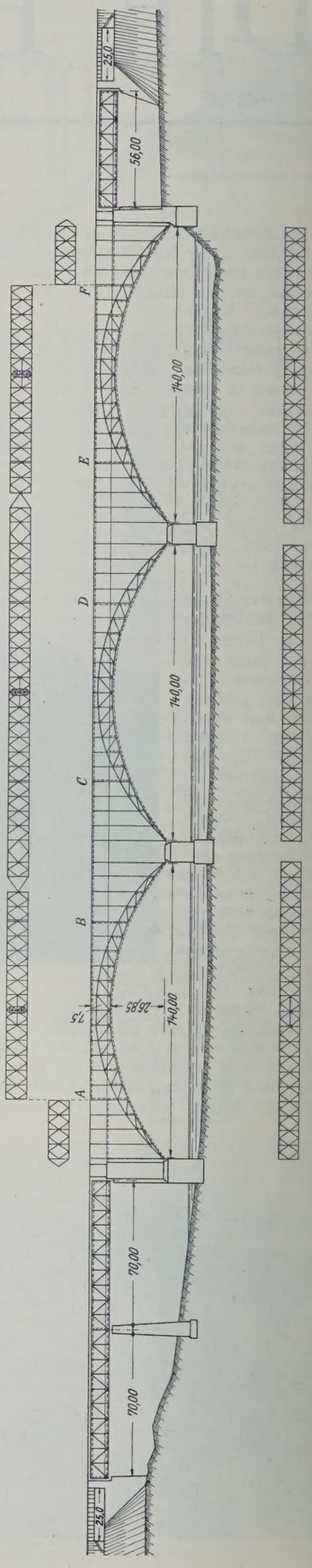


Abb. 6. Brücke über den neuen Dnjepr.

durch Natursand aus dem Schwarzen Meer ersetzen. Auch will man versuchen, die Wasserdichtigkeit des Betons durch einen Zusatz von Ton zu erhöhen.

Zur Durchführung dieser Versuche und zur Vornahme der laufenden Untersuchung des Zementes, der Zuschlagstoffe und des Betons selbst ist ein großes mustergültiges Laboratorium eingerichtet worden, das mit allen neuzeitlichen Prüfgeräten und -maschinen ausgerüstet ist. Die ganze Einrichtung dieses Laboratoriums ist von der Ton-Industrie in Berlin geliefert worden. Die russischen Ingenieure haben sich erfreulicherweise für den Bau der großen Staumauer in richtiger Erkenntnis der Wichtigkeit wissenschaftlicher Behandlung der Betonbauten die Bestrebungen und Forschungsergebnisse der deutschen Betonindustrie in weitgehendem Maße zunutze gemacht.

Zur Versorgung der Baustelle mit elektrischer Kraft und mit Licht dient ein Kraftwerk mit zwei Dampfturbinen, zu denen später noch eine hinzutreten soll. Zur Erzeugung der Druckluft für den Betrieb der Steinbohrer ist auf jedem Ufer eine Kompressorenanlage mit einer Leistung von 120 m³/Min. vorhanden. Zur Erzeugung flüssiger Luft zum Sprengen dient auf jedem Ufer je eine Anlage, die stündlich 25 kg flüssige Luft liefert. In einer großen Ausbesserungswerkstatt, in der 400 Arbeiter beschäftigt sind, werden alle kleineren Installationsarbeiten und alle Ausbesserungsarbeiten ausgeführt. Die Baustelle verfügt ferner über einen großen Holzlagerplatz und über ein Sägewerk. Daß zu einer so großen Baustelle umfangreiche Eisenbahnanlagen gehören, braucht kaum erwähnt zu werden.

Die Bauverwaltung führt alle Arbeiten in eigener Regie aus. Für fast alle Arbeiten ist das Akkordsystem eingeführt. Im Durchschnitt verdienen die Arbeiter 4 Rubel in einer Arbeitsschicht. Es wird an den verschiedenen Arbeitsstellen in einer, zwei oder auch in drei Schichten gearbeitet.

Die Flußpfeiler der Brücke über den neuen Dnjepr werden innerhalb eigenartiger Fangedämme in trockener Baugrube auf dem Fels gegründet. Die Fangedämme werden von dreieckigen 8 m hohen Bockgerüsten gebildet (Abb. 3 u. 4), deren Außenseiten mit einer doppelten Brettlage bekleidet sind. Gegen die Brettwände wird Sand geschüttet. Die in der Abb. 3 in hoher Lage dargestellten umklappbaren Anker *A* werden vor dem Einbringen der Sandschüttung umgeklappt, um die Böcke vor dem Verschieben durch den Erd- und Wasserdruck zu schützen. Die Böcke werden am Lande hergestellt, auf hölzernen Rollen zu Wasser gelassen, schwimmend an Ort und Stelle gebracht und dort durch Ballast von Steinen auf die von der Kiesüberlagerung befreite und mit Steinen wagerecht abgeglichene Flußsohle versenkt. Um die Sandschüttung einbringen zu können, wird stromaufwärts vor dem Pfeiler durch einen spitzwinkligen leichten Fangedamm ruhiges Wasser hergestellt. Dieser leichte Fangedamm wird auch aus hölzernen Böcken (Abb. 5) gebildet, die ebenfalls am Lande hergestellt, schwimmend an ihre Verwendungsstelle geschafft und dort mit Steinballast versenkt werden. Vor den Böcken werden schließlich zwischen Zangen Bohlen eingebracht (Abb. 5).

Die Brücke über den neuen Dnjepr hat zwei linkseitige Flutöffnungen von 70 m Stützweite, drei Stromöffnungen von 140 m Stützweite und eine rechtseitige Nebenöffnung von 56 m Stützweite. Die Nebenöffnungen werden von Parallelfachwerkträgern und die Stromöffnungen von Sichelbogenfachwerkträgern überbrückt (Abb. 6). Der Abstand der Mitten der Bogenträger mißt 9,7 m. Die Straßenfahrbahn liegt unter der Eisenbahnfahrbahn. Die erstere liegt etwas über dem Scheitel der unteren Bogengurtungen, die letztere etwas über dem Scheitel der oberen Bogengurtungen. An Windverbänden sind vorhanden: Erstens ein Windverband in der Ebene der Eisenbahnfahrbahn in dem oben in Abb. 6 dargestellten Umfange mit zwei Gelenken und sechs Auflagerstellen *A, B, C, D, E* u. *F*, an denen die wagerechten Auflagerkräfte durch Portale an die Bogenwindverbände abgegeben werden. Zweitens an beiden Enden der Strombrücke außerhalb des Windverbandes der Eisenbahnfahrbahn kurze Windverbände in der Ebene der Straßenfahrbahn in dem aus Abb. 6 zu ersehenden Umfange. Der übrige Teil der Straßenfahrbahn ist durch Querrahmen an die Bogenwindverbände angeschlossen. Im übrigen bildet die Straßenfahrbahntafel an und für sich schon einen steifen wagerechten Verband. Drittens in der Fläche der Untergurte der Bogenträger je ein Windverband. Die Bogenobergurte sind durch Querrahmen und Portale an die Windverbände angeschlossen. — Die Pfeilhöhe der Bogenuntergurte mißt 26,85 m, die Höhe des Bogenträgers in der Mitte 7,5 m.

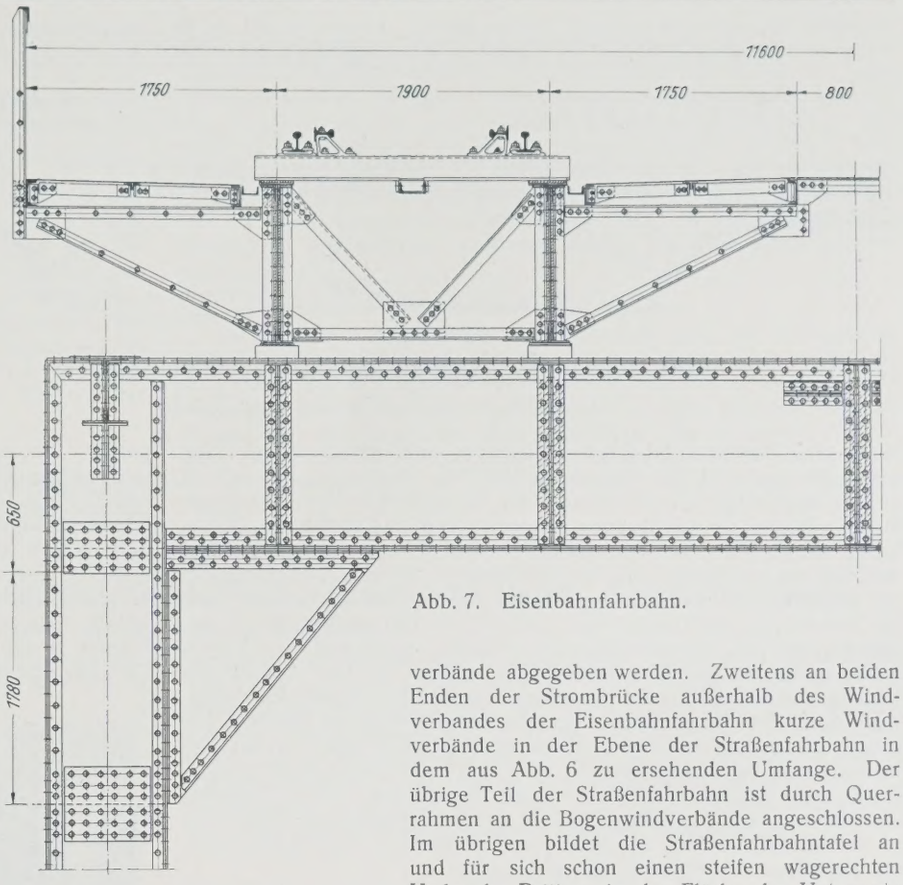


Abb. 7. Eisenbahnfahrbahn.

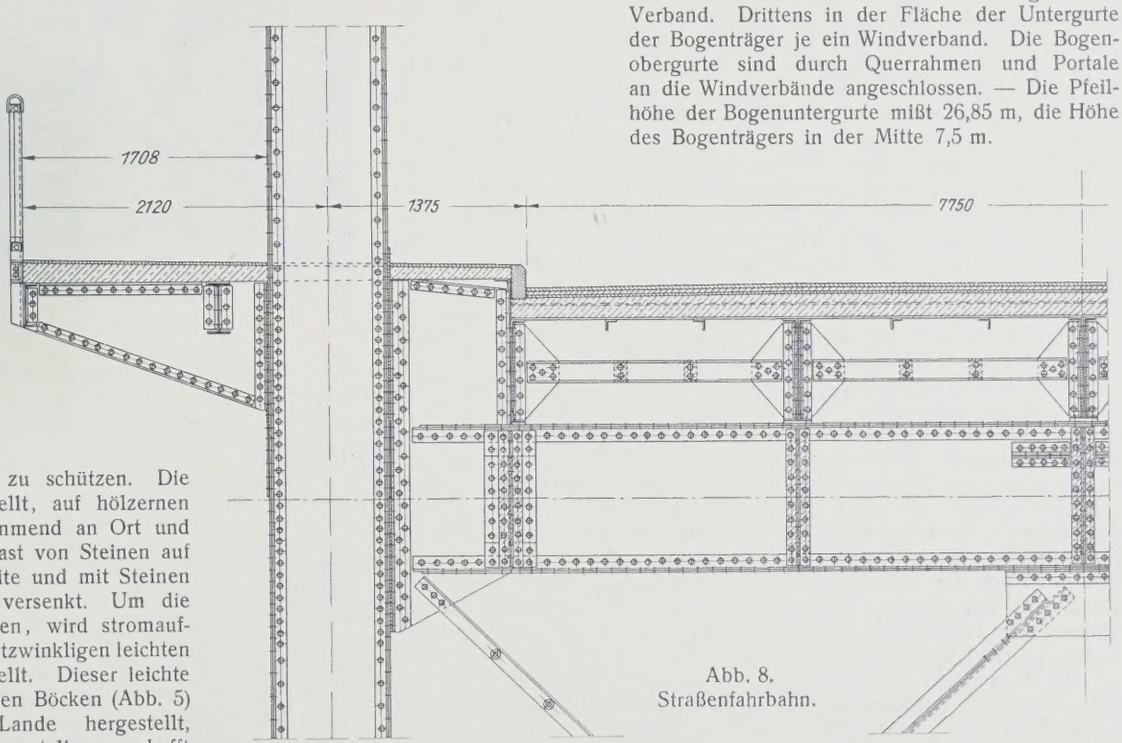


Abb. 8. Straßenfahrbahn.

Die Längsträger der Eisenbahn- und Straßenfahrbahn sind zentrisch auf den Querträgern gelagert (Abb. 7 u. 8). Jedes Längsträgerpaar der Eisenbahnfahrbahn (Abb. 7) bildet mit den beiderseitigen Fußsteigkonsolen einen Überbau für sich. Die Schienen ruhen auf eisernen Querschwellen, die mit den Längsträgern vernietet sind. Die eigentliche Fahrbahn und die Fußsteigkonsolen sind mit eisernen Blechen, die durch Quergefälle in Längsrinnen entwässern, wasserdicht abgedeckt. Die Fahrbahntafel der Straßenfahrbahn wird von Belageisen mit Betonausfüllung, die Fahrbahndecke aus einer unteren Schicht Stampfasphalt und einer oberen Schicht Gußasphalt gebildet. Es steht aber noch nicht endgültig fest, ob nicht an Stelle der Asphaltschichten Kleinpflaster gewählt wird.

Die Brücke über den alten Dnjepr (Abb. 9) überspannt den Strom in einer Öffnung mit einem Bogensichelfachwerkträger von 224 m Spann-

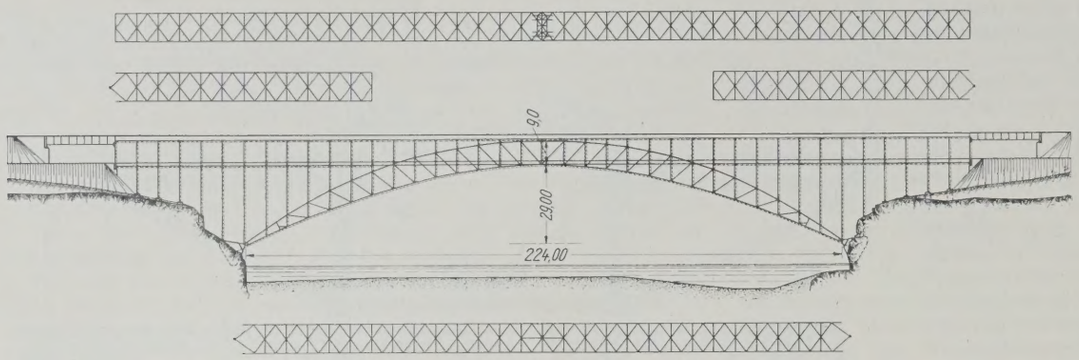


Abb. 9. Brücke über den alten Dnjepr.

weite. Die Pfeilhöhe der Bogenuntergurtung mißt 29 m und die Höhe des Bogenträgers in der Mitte 9 m. Die Lage der beiden Fahrbahnen zu dem Bogenträger ist fast dieselbe wie bei der Brücke über den neuen Dnjepr. Beiderseits der Bogenwiderlager werden die Fahrbahnen auf eine Länge von je 100 m von eisernen Querrahmen getragen, die den gleichen Abstand wie die Ständer über den Bogenträgern haben. Zur Übertragung der Windkräfte auf die Widerlager dienen ein Windverband in der Fläche der unteren Bogengurtungen (Abb. 9, unten) und Querrahmen, die in den Ebenen der sich gegenüberliegenden Pfosten liegen und vom Bogenwindverband bis zur Eisenbahnfahrbahn reichen (in der Ansicht des Bogenträgers ebenso wie die Windverbände gestrichelt dargestellt). Außerdem sind noch in der Ebene der Eisenbahnfahrbahn ein leichter, von Anfang bis zu Ende der Brücke durchgehender wagerechter Verband und in der Ebene der Straßenfahrbahn zwei von den Brückenenden bis zum Bogenträger reichende leichte Verbände vorgesehen. Diese Verbände sind aber so leicht gehalten, daß sie für die Aufnahme der Windkräfte nicht in Frage kommen. Sie dienen vielmehr nur dazu, die Schwingungen der Fahrbahnen zu dämpfen.

In der letzten Zeit waren an den maßgebenden Stellen in Moskau Zweifel an der Standsicherheit der Brücken gegen Umkippen durch wagerechte Kräfte und an genügender Steifigkeit in der Querrichtung entstanden. Angesehene Ingenieure rieten, zur Erhöhung der Standsicherheit gegen Umkippen und der seitlichen Steifigkeit die Bogenträger nicht in senkrechten, sondern in geneigten Ebenen anzuordnen. Es gelang aber unter Beistand des Verfassers, diese Bedenken zu zerstreuen und die maßgebenden Stellen von der genügenden Standsicherheit und Seitensteifigkeit zu überzeugen. Die Standsicherheit des großen Bogenträgers über den alten Dnjepr durch den Winddruck beträgt für den ungünstigsten Fall, daß die Brücke leer ist und vorläufig nur für ein Eisenbahngleis die Fahrbahn eingebaut wird, 1,6. Das Verhältnis der Breite des Bogenwindverbandes zu seiner Stützweite ist 1:21, ein Verhältnis, das z. B. auch die neueren Eisenbahnbrücken über den Rhein aufweisen. Die größte statische seitliche Ausbiegung des Bogenwindverbandes bei unbelasteter Brücke und einem Winddruck von 250 kg/m² mißt 9,4 cm, also nur 1/2400 der Stützweite. Der Kopf des höchsten Querrahmens biegt sich ohne Berücksichtigung der dämpfenden Wirkung des leichten Fahrbahnwindverbandes bei einem Winddruck von 250 kg/m² 1,25 cm aus. Der Bogenwindverband und die Querrahmen sind auch noch dynamisch auf Schwingungen untersucht worden. Der größte Schwingungsausschlag des Bogenwindverbandes beträgt unter der doppelten Wirkung der Seitenkräfte zweier schweren Lokomotiven und bei der kritischen Geschwindigkeit von 10 km/Std. nicht ganz 1 cm. Der größte dynamische Ausschlag des Kopfes des höchsten Querrahmens beträgt unter der verdoppelten Wirkung der Seitenkräfte einer schweren Lokomotive und bei der kritischen Geschwindigkeit von 27 km/Std. 1,5 cm.

Die Bogenträger der Brücke über den neuen Dnjepr besitzen in dem oben erläuterten ungünstigen Falle 1,4fache Sicherheit gegen Umkippen durch Wind. Die größte statische seitliche Ausbiegung des Bogenwindverbandes beträgt bei unbelasteter Brücke und einem Winddruck von 250 kg/m² 8 cm und seine größte dynamische Ausbiegung unter den verdoppelten Seitenkräften zweier schweren Lokomotiven bei einer kritischen Geschwindigkeit von 10 km/Std. 1,5 cm.

Beide Brücken sollen in Si-Stahl oder in einem in bezug auf die Festigkeitseigenschaften gleichen, aber durch einen Kupferzusatz rostsichereren Stahl ausgeführt werden. In einem Ministerrat ist neulich in Moskau beschlossen worden, die gesamte Stahllieferung für beide Brücken und die Lieferung und Aufstellung der Brücke über den alten Dnjepr an deutsche Werke zu vergeben.

Die oberste Leitung des Baues des großen Stauwerkes liegt in den Händen des Herrn Chefingenieurs Winter in Moskau und die örtliche Bauleitung in den Händen des Herrn Oberingenieurs Wedenejeff. Herr Professor Streletzky von der Technischen Hochschule Moskau ist beratender Ingenieur für den Entwurf der neuen Dnjeprbrücken. Als Zeichen der neuen Zeit darf vielleicht erwähnt werden, daß die Gattin des Herrn Oberingenieurs Wedenejeff Dipl.-Ing. der Elektrotechnik ist, als solcher beim Bau des Stauwerkes angestellt ist und den Bau der elektrischen Maschinen und Einrichtungen leitet.

II. Arbeiten des Technischen Komitees des Verkehrskommissariats.[1])

Die Brückenprüfungstelle in Kiew, die im Nebenamt von dem bekannten Professor des Brückenbaues an der Technischen Hochschule in Kiew, Patton, geleitet wird, hat gegenwärtig als Sonderaufgabe die genaue Untersuchung der Formänderungen und Spannungen einer 15 m weit gespannten Fachwerkbrücke (Abb. 10) unter ruhenden Einzellasten von 2 × 50 t. Der eine der beiden Hauptträger hat doppelwandige, der andere einwandige Gurtungen. Die Füllstäbe, die den Gurtquerschnitten entsprechend ausgebildet sind, sind mit großen zylindrischen Bolzen gelenkig in den Knotenpunkten angeschlossen. Daneben sind aber auch in den Knotenpunkten zum Anschluß der Streben Niet- oder Schraubenlöcher vorhanden, in die Niete oder Schrauben eingezogen werden können, so daß alle drei Arten der Anschlüsse untersucht werden können. Der eine Längsträgerstrang liegt durchlaufend auf den Querträgern, der

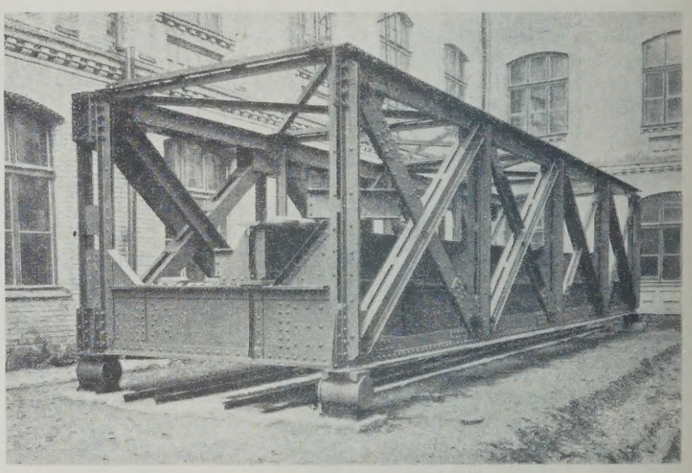


Abb. 10. Versuchsträger.

andere zwischen den Querträgern, über deren Oberkanten hinweg benachbarte Längsträger durch Platten miteinander verbunden sind. Es können also auch zwei Arten von Längsträgerlagerungen miteinander verglichen werden. Der Fachwerkträger ruht auf einem mit Schienen bewehrten Betonträger. An den Köpfen der aus diesem Träger herausragenden Schienen (Abb. 10) greifen Haken an, die oben an über den Längsträgern befindlichen Querbalken befestigt sind. Zwischen Querbalken und Längsträger werden Druckwasser-Pressen zur Erzeugung der Belastung eingebaut. Die Brückenprüfungsstelle in Kiew hat in der letzten Zeit eine umfangreiche eingehende Untersuchung verschiedener ausgeführter Fachwerkträger abgeschlossen. Es wurden durch Messung der Spannungen unter Eisenbahnzügen die empirischen Einflußlinien der Haupt- und Nebenspannungen von Ständerfachwerken, Strebenfachwerken mit Pfosten, Fachwerken mit Unterteilung, Fachwerken mit K-förmig angeordneten Streben und doppelten Fachwerken ermittelt und mit den theoretischen Einflußlinien verglichen. Es ergab sich, daß die empirischen Einflußlinien durchweg kleiner als die theoretischen sind, daß beide Einflußlinien aber ähnliche Gestalt haben und daß die Nebenfachwerke mit Pfosten und die Fachwerke mit Unterteilung in den Untergurtungen große Nebenspannungen zeigen.

Die Brückenprüfungsstelle in Moskau hat gegenwärtig die Sonderaufgabe, eine besonders für die Versuche im Zuge einer nicht im Betriebe befindlichen Eisenbahn erbauten Strebenfachwerkbrücke von 22 m Stützweite statisch nnd dynamisch unter Lokomotivlasten eingehend zu untersuchen.

Die Brückenprüfungsstelle in Leningrad untersucht gegenwärtig im Programm der Feststellung des dynamischen Einflusses der Betriebsmittel auf die Eisenbahnbrücken für den Internationalen Eisenbahnverband den Einfluß der verschiedenen Fahrbahnarten (Holzschwellen, Eisenschwellen, offene Fahrbahn, Durchführung des Schottenbettes auf eiserner Fahrbahn-

[1]) Vergl. „Die Bautechnik“ 1927, S. 808.

tafel und auf Eisenbeton) auf die Größe der dynamischen Beanspruchung der Brücken.

In den drei genannten Brückenprüfungsstellen, die nur mit den wissenschaftlichen Untersuchungen der Brücken zu tun haben, sind je außer dem Leiter fünf Ingenieure beschäftigt. Das Verkehrskommissariat wendet für die Untersuchungen jährlich 100 000 Rubel auf. Ein nachahmenswertes Beispiel!

Aus den Arbeiten des technischen Komitees des Verkehrskommissariats, aus den Berechnungen für die oben erläuterten Dnjeprbrücken und aus den Studienarbeiten an den Technischen Hochschulen habe ich den Eindruck gewonnen, daß in der Sowjetunion die Studierenden des Bauingenieurfaches in der Schwingungslehre außerordentlich gut vorgebildet werden und daß die in der Praxis stehenden Brückeningenieure ihre guten Kenntnisse in der Schwingungslehre sehr nutzbringend für die dynamischen Untersuchungen der Brücken verwenden. M. E. haben die Brückeningenieure in Deutschland allen Grund, in dieser Hinsicht dem Beispiel der russischen Fachgenossen zu folgen.

III. Moskauer Wohnhausbauten.

In Moskau herrscht infolge des ständigen Zuzuges nach dieser Stadt große Wohnungsnot. Die städtische Verwaltung ist nach Kräften bemüht, dieser Not zu steuern. In den letzten Jahren sind jährlich 70 Millionen Rubel für Wohnhausbauten in Moskau aufgewendet worden. Die neuen Wohnhäuser enthalten drei bis vier Stockwerke mit Zwei- und Dreizimmerwohnungen, zu denen noch Küche und Bad gehören und die zentral beheizt werden. 1 m³ umbauten Raumes kostet 30 Rubel. Die Miete für eine Dreizimmerwohnung beträgt monatlich 30 Rubel, ausschließlich der Heizung. Die Wohnhäuser werden von den Vereinigungen der einzelnen Berufsstände gebaut. 80 % der Baukosten gibt die staatliche Wohnhausbaubank als verzinsliches Darlehn den Vereinigungen; den Rest der Baukosten müssen die Vereinigungen selbst aufbringen.

IV. Russische Stahlwerke.

In Dnjepropetrowsk, früher Jekaterinoslav, hatte ich Gelegenheit, mich davon zu überzeugen, daß die dortigen großen Stahlwerke zum allergrößten Teil in vollem Betriebe sind und daß eine neue große Halle aufgestellt wird. Die Erze für diese Stahlwerke kommen aus der Westukraine, die Kohlen aus dem Dongebiet. Die Stahlwerke wenden den neuen deutschen hochwertigen Stählen große Aufmerksamkeit zu und sind bemüht, sie in einwandfreier Beschaffenheit selbst zu erzeugen.

Betriebserfahrungen mit dem selbsttätigen hydraulischen Dachwehr Patent Huber und Lutz.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Reg.-Baumeister a. D. **Ludwig**, Königsberg (Pr.)

In der „Bautechnik“ 1927, Heft 21, bringt Dipl.-Ing. Huber eine Abhandlung über das hydraulische Dachwehr, Patent Huber und Lutz, in bezug auf dessen Eignung bei Frost und zur Eisabfuhr. Aus den Erfahrungen des Betriebes heraus sollen hierzu einige Beobachtungen mitgeteilt werden, besonders weil verschiedene Vorschläge über die Handhabung des Wehres im Winter nicht als zweckmäßig anerkannt werden können.

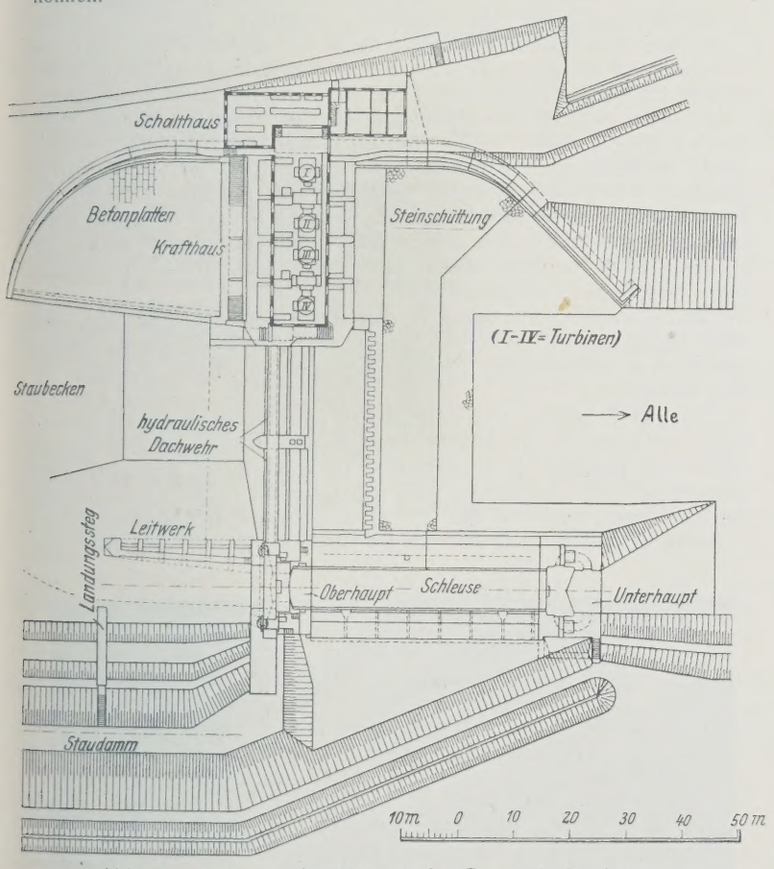


Abb. 1. Kraftwerk Gr.-Wohnsdorf. Grundriß der Anlage.

Die Wahl des Systems eines selbsttätig wirkenden Wehres hängt u. a. von der Stauhöhe, von dem mit dem Aufstau in erster Linie zu verfolgenden Zweck, von der Häufigkeit des Eintritts der Betätigung, von der Geschiebemenge und -art, den Temperatur- und Eisverhältnissen und der mehr oder weniger guten Beaufsichtigung, der Möglichkeit des Kraftantriebes und nicht zuletzt von den Kosten, der Lebensdauer und der Sicherheit ab. Je nach dem Überwiegen der einen oder anderen Forderung wird die Wahl verschieden ausfallen können. Aus diesen Erwägungen heraus hat die Ostpreußenwerk-A.-G. in den Jahren 1922/23 in ihrem Laufkraftwerk Gr.-Wohnsdorf an der Alle, das dem Ausgleich des oberhalb liegenden Spitzenkraftwerkes Friedland dient, zwei hydraulische Dachwehre von je 15,75 m Spannweite bei 2,05 m Stauhöhe von der Firma Huber & Lutz einbauen lassen, die auf einem in aufgelöster Bauweise errichteten Betonunterbau stehen, so daß das Wehr eine Gesamtstauhöhe von rd. 5 m bei Mittelwasser erzeugt (s. Lageplan Abb. 1 und Schnitt Abb. 2). Die abzuführenden Wassermengen sind bei Mittelwasser 32 m³/Sek., bei katastrophalen Hochwasser 500 m³/Sek., die allerdings konzessionsgemäß mit 1,70 m Normalstauüberschreitung abgeführt werden dürfen.

Wehreinrichtung.

Der Staukörper wird durch zwei um wagerechte Achsen drehbare Klappen (Eisenfachwerk mit Holzauflage) gebildet und steht bei Verbindung des Dachraumes mit dem Oberwasser in Staustellung oder ist bei Unterbrechung dieser Verbindung umgelegt.

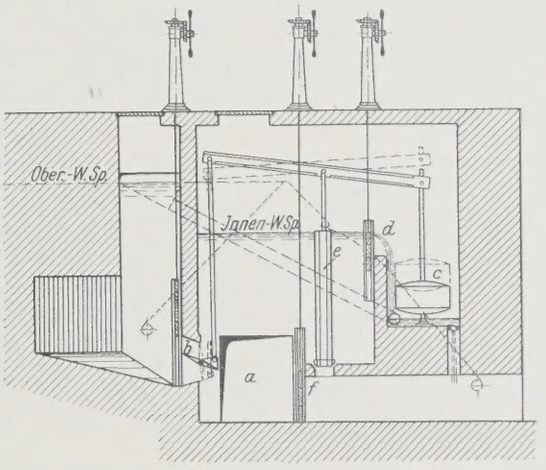


Abb. 3. Schnitt durch die Regelungskammer.

Die zur zwangweisen oder selbsttätigen Bedienung notwendigen Einrichtungen werden in die Regelungskammer eines Pfeilers eingebaut, dessen Schnitt Abb. 3 zeigt. Die Kammer steht durch einen mit Rechen versehenen Kanal mit dem Oberwasser in Verbindung. Sollen die Klappen in Staustellung gehen, so wird das Oberwasser über Drosselklappe *b* (offen bei leerem Schwimmerschacht) durch Öffnung *a* in den Dachraum gelassen. Schütz *d* ist hierbei so eingestellt, daß der von ihm abhängige Innenwasserstand gerade genügt, um das Wasser bis dicht unter die Berührungslinie beider Klappen ansteigen zu lassen. Weiteres Steigen des Oberwassers bewirkt Überfall über Schütz *d* in den Schwimmerschacht; der Schwimmer *c* hebt sich und schließt infolge der Hebelwirkung über Zylinderschütz *e* als Stützpunkt die Drosselklappe *b* teilweise. Sollte der Oberwasserspiegel des Stauraumes noch weiter bis Vollstau steigen, so führt ein in dieser Höhe liegender Überlauf weiteres Wasser in dem Schwimmerschacht und bewirkt völliges Schließen von *b*; die geschlossene Drosselklappe wirkt nun als Stützpunkt des Hebels, und der steigende Schwimmer zieht das Zylinderschütz, so daß sich der Dachraum langsam so weit leert, bis das Oberwasser auf das zulässige Stauziel gesunken ist; eine kleine Öffnung

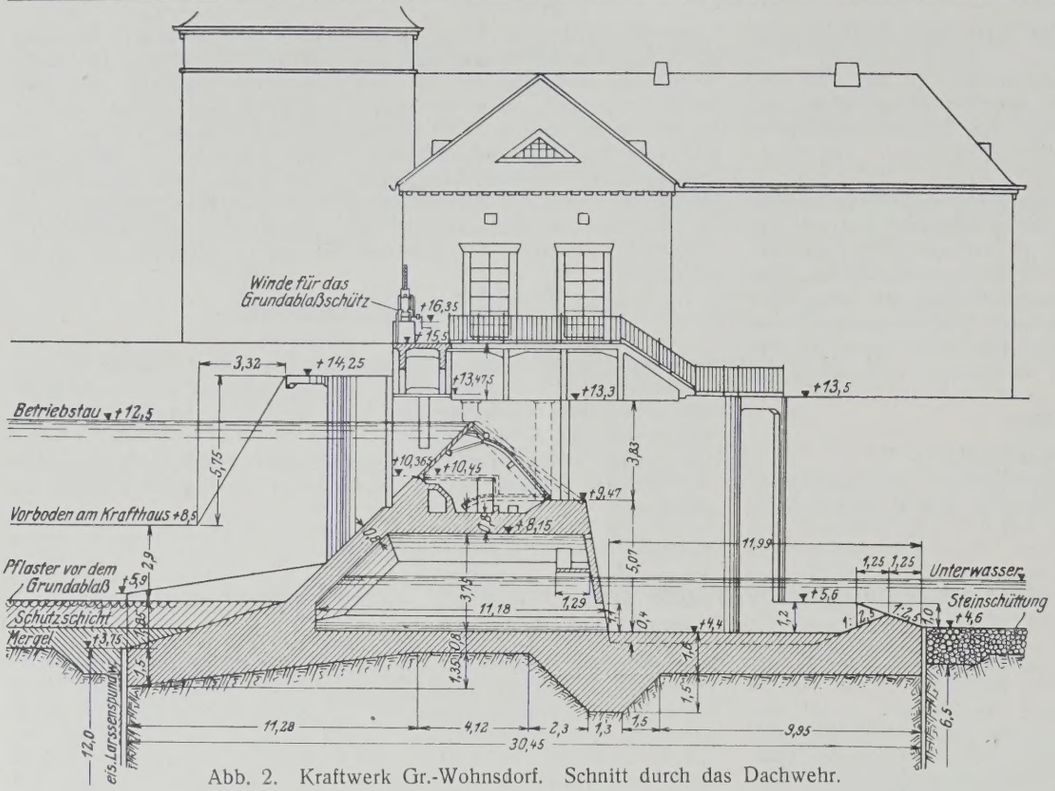


Abb. 2. Kraftwerk Gr.-Wohnsdorf. Schnitt durch das Dachwehr.

im Schwimmerschacht sorgt für dessen langsame Entleerung, um ihn für das nächste Spiel bereitzustellen. Jede bestimmte Stellung von *d* sichert selbsttätig einen bestimmten Oberwasserstand. Zwangbetätigung des Wehres ist durch Verstellung von Schütz *d* jederzeit möglich, und besonders schnelles Umlegen des Wehres durch Ziehen eines Spülschützes zwischen Dachraum und Unterwasser. Es ist hier die heute gebräuchliche Form der Regelungskammer beschrieben, während in Gr.-Wohnsdorf noch an Stelle des Schwimmers ein Zylinder eingebaut ist, in dem sich ein Kolben unter dem Druck eines verstellbaren, auf Stauziel gesicherten Überlaufes wie der Schwimmer bewegt. Die Schwimmeranordnung bedeutet jedoch zweifellos wegen ihrer leichteren Bewegungsmöglichkeit und des Fortfalles zufälliger Hemmungen an den Dichtungen des Zylinders einen Fortschritt.

Betriebserfahrungen mit dem Wehr in Gr.-Wohnsdorf.

a) In normalen frostfreien Zeiten ist die Beweglichkeit der beiden 15,75 m langen Wehre in bezug auf Schnelligkeit und Genauigkeit überraschend gut. Das Wehr gehorcht folgsam den von einem Mann auszuführenden Bewegungen; Aufrichten und Umlegen ist in je 2 Minuten unter Zuhilfenahme des Spülschützes auszuführen; auch die selbsttätige Sicherstellung des Stauzieles ist einwandfrei, und die Wasserverluste sind bei guter Instandhaltung der Dichtungen an der Unterklappe sehr gering. Als Dichtungsleder ist nach unseren Erfahrungen Chromleder besser geeignet und haltbarer als das sonst festere lohgegerbte Leder. Die Unterwasserdichtungen sind seit Anfang 1924 bis Ende 1928 zweimal, die Oberwasserdichtungen einmal ausgewechselt worden.

Es muß jedoch m. E. — im Gegensatze zu den Äußerungen in der „Bautechnik“ 1927, Heft 21 — verlangt werden, daß auch die Oberklappe einschließlich ihrer Dichtung leicht zu unterhalten ist; denn im Falle dichter Unterklappe, aber zu großer Undichtigkeit oder gar der Beschädigung der Oberklappe bleibt zwar das Wehr fest aufgerichtet, ist aber nicht umzulegen, sobald die Undichtigkeiten der Oberklappe größer sind als der Abfluß durch Regelungs- und Spülschacht zum Unterwasser. Die Erneuerung der Dichtungen und des Holzbelages ist jedoch schnell, zuverlässig und ohne Lebensgefahr bei längeren Wehren kaum mit dem empfohlenen, aufgelegten Klebekasten auszuführen, sondern nur im Schutze von Dammbalkennotverschlüssen zwischen Losständern; um für diese Auflagerung zu haben, sollte man feste, wenn auch leichte Überbauten auch beim Dachwehr vorsehen. Wie nötig solche Einrichtungen sind, möge folgender Unfall beweisen, dessen Ursache nur in einem kleinen, leicht vermeidbaren Ausführungsfehler des Gr.-Wohnsdorfer Dachwehres begründet lag, der aber wiedergegeben werden soll, um ähnliche Unfälle an anderen Anlagen künftig auszuschließen. Die Oberklappe eines Wehrfeldes war zur Vornahme von Instandsetzungsarbeiten gemäß Abb. 4 abgesteift, die Unterklappe umgelegt. Die Steifen stützen hierbei die Oberklappe an den oberen Enden der eisernen Pfosten des Fachwerkes ab, die zu diesem Zweck aus der Konstruktion herausragen; leider aber in Gr.-Wohnsdorf nur etwa 7 cm, d. h. auf etwa halbe Steifenstärke, so daß diese zwar exzentrisch belastet, aber für Normalverhältnisse nicht überbeansprucht waren. In der Unfallnacht war jedoch lebhafter Wellengang, die Steifen wurden von dem überspritzenden Wasser völlig durchnäßt, somit biegsamer, knickten vermutlich aus, rutschten dann ab, die Oberklappe fiel nieder, das Wasser aus dem 4,5 Mill. m³ fassenden Staubecken stürzte hinterdrein (80 m³/Sek.). Glücklicherweise gelang es trotzdem sofort, das Wehr wieder aufzurichten, weil die Unterklappe fast unversehrt geblieben war.

Das Gr.-Wohnsdorfer Wehr ist mit einem Bedienungssteg, der auch dem öffentlichen Verkehr dient, sowie mit oberwasserseitigem Dammbalkenverschluß versehen, dessen Losständer ihr oberes Auflager am Steg haben.

Nach Einsetzen der Dammbalken und erneutem Absteifen des Wehres zeigte sich das Bild von Abb. 5. Die Eisenkonstruktion der Oberwasserklappe ist teilweise stark verbogen, an einer Stelle gebrochen, der Bohlenbelag zum Teil zerstört. Daß sich das Wehr trotzdem sofort wieder aufrichten ließ, gereicht ihm zur Ehre. Nachträglich wurden selbstverständlich die Stützflächen der Steifen, also die Pfostenenden, verlängert

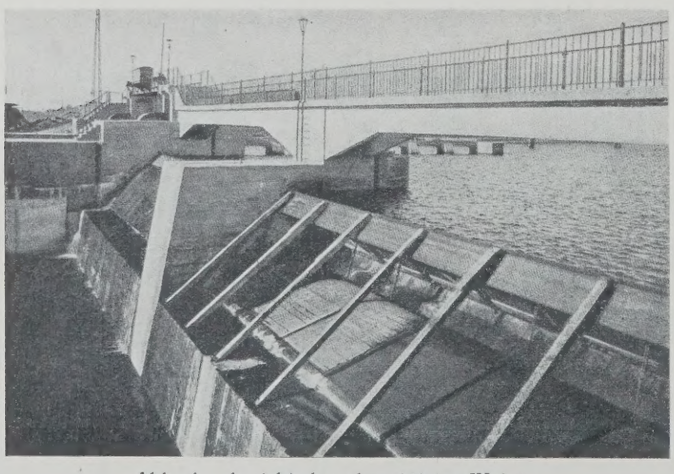


Abb. 4. Ansicht des abgestützten Wehres.

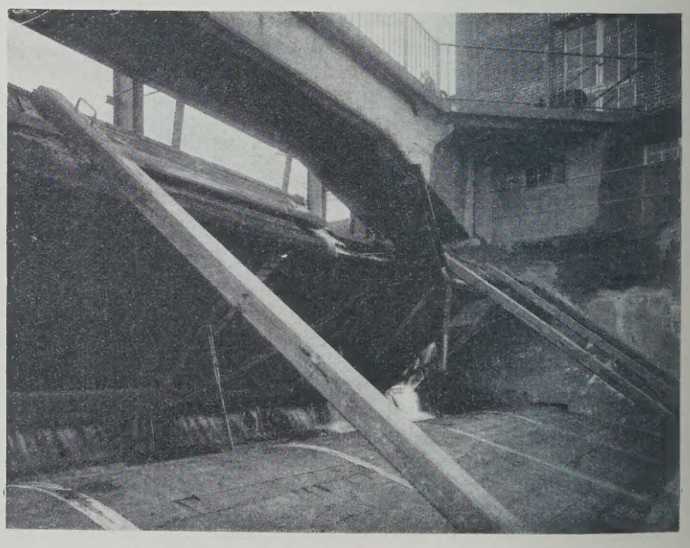


Abb. 5. Ansicht des beschädigten Wehres.

und gleichzeitig Vorrichtungen zur sicheren Aufhängung der Oberklappe an den Steg im Interesse der Sicherheit von Menschen und Wehr geschaffen.

Bei dieser Gelegenheit möge noch angeregt werden, die Eisenkonstruktion der Klappen etwas kräftiger zu halten. Wir haben diese an verschiedenen Stellen nachträglich verstärkt, insbesondere den Untergurt der Oberklappe; auch die zur Längssteifigkeit notwendigen Diagonalen sind bei dieser Gelegenheit in jedes Fachwerkfeld eingebaut worden, während bisher nur jedes zweite Feld mit Diagonalen ausgerüstet war. Die Mehrkosten für solche Verstärkungen spielen, wenn diese sofort bei Lieferung ausgeführt werden, im Vergleich zu den gesamten Wehrbaukosten keine Rolle.

Eine solche Instandsetzung des Wehres wäre ohne Stauabsenkung mit Klebekasten wohl kaum möglich gewesen. Man sollte also auf einen Steg mit Dammbalkenverschluß m. E. nicht verzichten. Bei mehrfeldrigen Wehren ist die leichte Zugänglichkeit der Mittelpfeiler, in denen sich gewöhnlich die Spülschächte befinden, ohnehin erwünscht.

b) Nun zu der Frage der Bewährung bei Frost und Eisgang. Ein bewegliches Wehr soll nicht einfrieren oder doch zum mindesten an seinen Bewegungsteilen leicht eisfrei zu halten sein, ferner soll es dem Eis eine möglichst ungehinderte Abfuhr gestatten, d. h. große Felder freigeben. Die vier Forderungen, die Herr Oberbaurat Geisse in der „Bautechnik" 1926, Heft 55, hierfür aufgestellt hat, erscheinen sehr zweckmäßig und werden von dem hydraulischen Dachwehr bei richtiger Handhabung und Ausbildung der Regelungskammer m. E. voll erfüllt.

Gegen Beschädigung durch Eisstöße ist das stehende Wehr infolge seiner hydraulischen Bremsung wenig empfindlich; bei großem Eisandrang legen sich die Klappen selbsttätig teilweise um und geben dem Eis freien Durchgang.

Die Abfuhr selbst ist durch die großen einbaufreien Wehrfelder leicht möglich, gleichzeitig sind hierbei die Bewegungsvorrichtungen in der Regelungskammer des Pfeilers vor jeder Beschädigung geschützt. Die Regelungskammer ist natürlich zwecks Vermeidung von Eisbildung im Schwimmerschacht zu überbauen und für den Winter auf über 0° C heizbar einzurichten.

Die Befürchtung, daß bewegliche mit unbeweglichen Teilen zusammenfrieren, kann zunächst nur für die Umrißlinien der Unterklappe bestehen; bei tief liegenden Wehren scheidet auch noch die unter Wasser liegende Drehachse aus. Wie ist der Vereisungsgefahr nun zu begegnen? Ob die Seitendichtungen mit den von Huber empfohlenen heizbaren Kanälen zu schützen sind, erscheint mir zweifelhaft. In Gr.-Wohnsdorf sind solche Kanäle zwar vorgesehen, aber nie geheizt worden, weil hierin keine Sicherung erblickt wurde. Auch den Vorschlag Hubers, das Innenwasser im Dachraum tiefer zu halten als die Oberkante der Unterwasserklappe, um Wasser von den Berührungsstellen beider Klappen fernzuhalten, erachte ich für unzweckmäßig, denn das Oberwasser vor dem Wehr muß eisfrei gehalten werden, um die Bewegung zu ermöglichen, so daß bei Vollstau immer Spritzer und Wellen über die Oberklappe an die Berührungslinie gelangen und diese vereisen können.

Auch der Vorschlag Hubers, den Dachraum zur Vermeidung der Vereisung zu entleeren und zu verriegeln, erscheint mir nicht empfehlenswert. Denn erstens wäre in diesem Falle das Wehr nicht mehr selbsttätig, und zweitens würde dieses Verfahren bei hochliegenden Wehren aus den obengenannten Gründen auch leicht zur Vereisung der Unterklappendrehachse führen.

Das Bestreben, zur Verhütung des Vereisens Wasser von den Bewegungsteilen fernzuhalten, halte ich für grundsätzlich falsch. Nach den sich über mehrere Winter erstreckenden Gr.-Wohnsdorfer Erfahrungen wird jede Vereisung bis zu Temperaturen von — 20° C bestimmt verhütet, wenn man den Innenwasserstand so hält, daß durch die Berührungslinie der Ober- und Unterklappe ständig ein dünner Wasserstrahl austritt, der die ganze Fläche der Unterklappe einschließlich der Dichtung mit Wasser über 0° C aus der Tiefe berieselt. Die erforderliche Wassermenge wurde in Gr.-Wohnsdorf zu 3,5 l/Sek. f. 1 lfd. m Wehrklappe gemessen, bei deren schräger Höhe von 3,5 m, also für 1 m² Wehrklappe zu 1,0 l/Sek. Das bedeutet in Gr.-Wohnsdorf bei 5 m Gefälle einen Energieverlust von $10 \cdot 31{,}5 \cdot 0{,}0035 \cdot 5{,}0 = 5{,}5$ PS, also für 1 Stunde etwa einen Betrag von 15 Pf. oder für 1 m² Unterklappenfläche und je 1 m Gefälle einen Verlust von 0,01 PS. Mit diesem kleinen, sehr billigen Kunstgriff kann also nach den hier bis — 20° C vorliegenden Erfahrungen die Vereisungsgefahr als überwunden gelten. Dabei sind in Gr.-Wohnsdorf die nebenstehend angegebenen mittleren Tagestemperaturen (Mittel aus 4 Ablesungen für 1 Tag) beobachtet worden. Die Beobachtungen sind nur für die Tage mit einem Mittelwert unter — 10° C wiedergegeben; außerdem ist zu beachten, daß die jeweils tiefsten Nachttemperaturen noch um einige Grade niedriger waren und trotzdem völlige Eisfreiheit des Wehres erzielt wurde.

Wenn auch hier mittlere Tagestemperaturen unter — 20° C nicht beobachtet wurden, so ist doch anzunehmen, daß bei dieser Betriebsweise auch noch tiefere Temperaturen unschädlich sein werden, wenn die Zu-

Datum	Mittl. Temp. in ° C	Datum	Mittl. Temp. in ° C
1926		**1927**	
11. Januar	— 11	23. Februar	— 10
12. „	— 13	8. Dezember	— 10
13. „	— 14	12. „	— 11
21. „	— 12	16. „	— 11
22. „	— 11	17. „	— 19
22. Dezember	— 13	18. „	— 20
23. „	— 14	19. „	— 18
24. „	— 11	20. „	— 11
1927		**1928**	
20. Januar	— 10	4. Januar	— 11
19. Februar	— 10	4. Februar	— 12
20. „	— 11	5. „	— 14
21. „	— 16	20. „	— 10
22. „	— 12		

führung des Innenwassers aus genügend großer Tiefe des Staubeckens geschieht; in Gr.-Wohnsdorf liegt die Zulauf-Oberkante 1,5 m, die Unterkante 3,0 m unter Normalstau. Auch das Einfrieren des Dachraumes selbst ist damit für mitteleuropäische Verhältnisse ausgeschlossen.

Unter diesen Umständen erscheint also die von Herrn Oberbaurat Geisse geforderte Ausbildung der Bewegungsvorrichtung beweglicher Wehre in solcher Stärke, daß etwa eingefrorene Teile mit Gewalt losgerissen werden können, für das Dachwehr unnötig.

c) Eine Forderung sollte jedoch noch an die Ausbildung des hydraulischen Dachwehres gestellt werden, um es bei Aufkommen von Grundeis in Schlammform, sogenanntem Schlammeis, betriebsfähig zu halten, wenn auch die gleichen Naturereignisse für jedes bewegliche Wehr gleichermaßen gefährlich sind. Ohne geeignete Hilfsvorrichtungen ist nämlich in solchen Fällen eine gewisse Gefahr für die Regelung unverkennbar, da der Eisschlamm beim Auftreffen auf kalte eiserne Gegenstände oft erstarrt. Das Schlammeis tritt wie auch anderes Grundeis bekanntlich bei plötzlich eintretenden klaren Frostnächten auf, wenn das Staubecken keine gegen Ausstrahlung schützende Eisdecke trägt, die man deshalb auch vor Wasserkraftanlagen nach Möglichkeit erhält. In einem Falle des Antreibens von Schlammeis — es war noch vor der Zeit der Berieselung der Unterklappe und diese leicht an den Seiten angefroren — wurden in Gr.-Wohnsdorf binnen kurzem die Turbinenrechen, der Rechen vor dem Zulauf zum Regelungsschacht und die obere Verbindung zwischen Oberwasser und Regelungsschacht versetzt. Da auch das eiserne Segmentwehr am Oberhaupt der Schiffahrtschleuse eingefroren war, hörte zwangläufig plötzlich jede Betätigungsmöglichkeit der Wehranlage auf. Der Stau stieg weiter an, indes der Dachraum langsam entleert wurde, ohne daß sich sofort das hydraulische Wehr umlegte, bis schließlich der Überdruck so weit stieg, daß er das Wehr ganz umlegte. Kurze Zeit darauf aber gelang es auch glücklicherweise der Bedienungsmannschaft, dem Regelungsschacht wieder Wasser zuzuführen und das Wehr wieder aufzurichten, wobei auch die Strömung das am Einlauf angesetzte Schlammeis mitgenommen haben mag.

Zur Verhütung solcher Zwischenfälle, d. h. der Vereisung des Zulaufs, dürfte es also zweckmäßig sein:

entweder den Rechen am Zulaufkanal elektrisch heizbar einzurichten, denn es sollen hierzu ja schon Bruchteile eines Grades an Temperaturunterschied genügen, um eine Festsetzung des Schlammeises zu verhindern,

oder aber neben dem normalen, mit Rechen verschlossenen Zulauf eine zweite unvergitterte, aber mit hölzernem Schütz verschlossene Öffnung mit Dammbalkenverschluß vorzusehen, die aus möglichst großer Tiefe schlammeisfreies Wasser zum Regulierschacht führt, die aber nur im Falle der Not benutzt werden soll. Hierbei sollte der Abzweig aus dem Oberwasser möglichst an einer solchen Stelle des Bauwerkes liegen, an der bei umgelegtem Wehr starke Strömung herrscht.

d) Beobachtungen mit Geschiebe konnten in dem Flachlandfluß der Alle bei Gr.-Wohnsdorf nicht gemacht werden, um so mehr, als in dem Staubecken auch bei Hochwasser vor dem Wehr nur geringe Wassergeschwindigkeiten herrschen.

Leistungsfähigkeit des Wehres.

Das Gr.-Wohnsdorfer bereits an der schiffbaren Alle gelegene Stauwerk dient als Ausgleichweiher für das oberhalb liegende Spitzenkraftwerk Friedland, muß also dem Unterlauf die natürlichen Zuflußmengen ohne Rücksicht auf etwaige Speicherung oder Absenkung in einer der beiden Staustufen ungeändert laufend zuführen. Soweit diese Regelung bei höheren Wasserführungen (etwa über doppeltem Mittelwasser) nicht mehr durch die Turbinen allein geschehen kann, hat das bewegliche Wehr diese Aufgabe durch Zwangbetätigung zu erfüllen. Zwecks genauer Durchführung

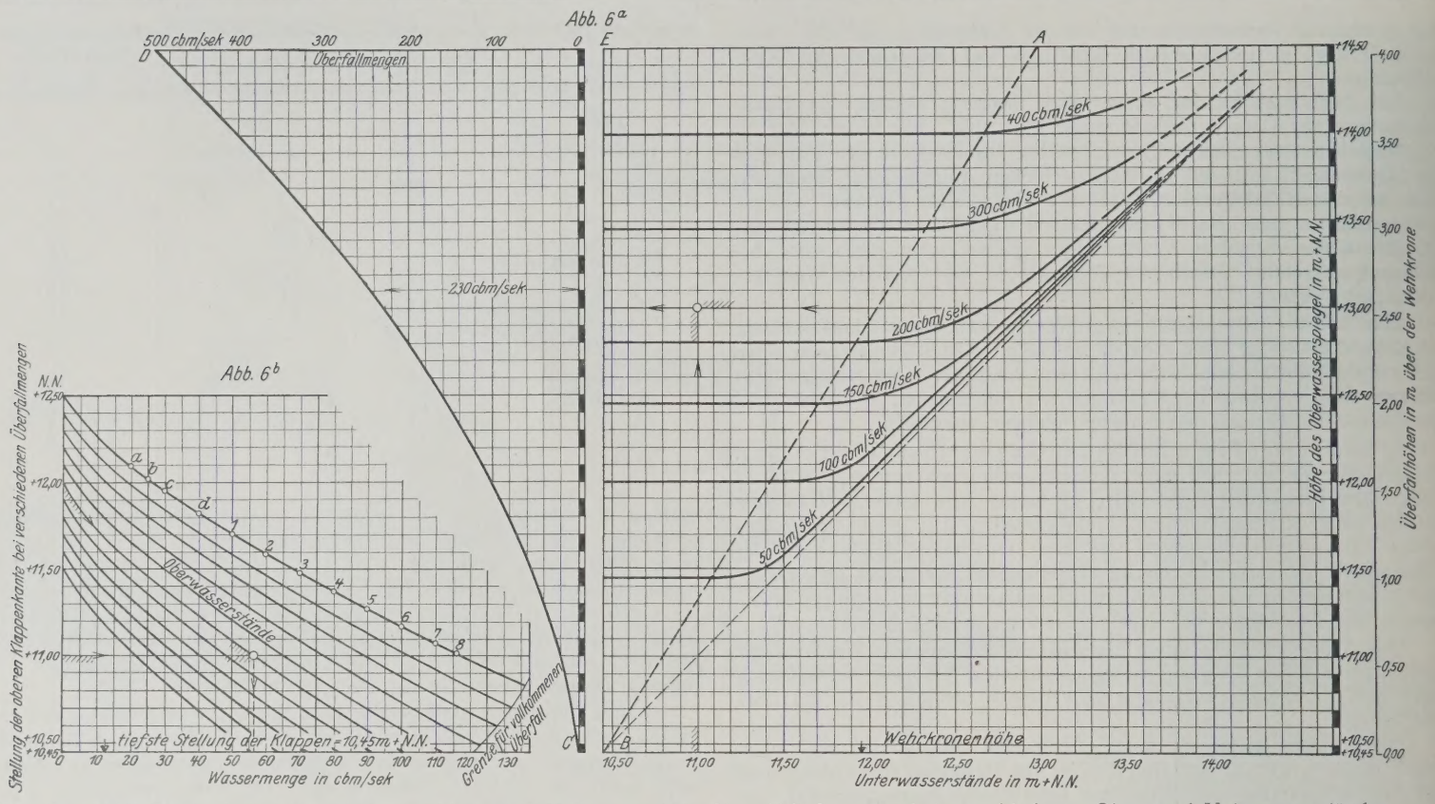


Abb. 6a. Abflußmengen bei verschiedenen Ober- und Unterwasserständen und völlig umgelegten Klappen. Anwendungsbereich: bei vollkommenem und unvollkommenem Überfall.

Abb. 6b. Abflußmengen bei verschiedenen Ober- und Unterwasserständen und teilweise umgelegten Klappen. Anwendungsbereich: nur für vollkommenen Überfall.

Abb. 6. Gesamtabflußmengen über beide Wehrfelder auf 31,5 m Breite.

dieser Maßnahme ist das Wehrmodell im Flußbaulaboratorium der Technischen Hochschule Karlsruhe geeicht worden. Das aufgenommene Diagramm gemäß Abb. 6 a ermöglicht, die Überfallmenge auf 31,5 m Breite bei völlig umgelegten Klappen für jeden Ober- und Unterwasserstand zu bestimmen; wie sich aus dem wagerechten Verlauf der Kurven links von AB ergibt, nimmt die Überfallmenge bei einem bestimmten Oberwasserstand und bei allmählicher Abnahme des Unterwasserstandes nur bis zu einer bestimmten Grenze zu, ein weiteres Fallen des Unterwassers bleibt aber ohne Einfluß. Diese Erscheinung hängt nach Prof. Rehbock von den sich ändernden Abflußbildern des überfallenden Strahles und von der Erreichung der Wellengeschwindigkeit $v = \sqrt{gt}$ an einem seiner Querschnitte ab.

Falls die für einen bestimmten Ober- und Unterwasserstand aus dem Diagramm ermittelten Wassermengen zwischen der Ordinatenachse und der Linie AB liegen, können die Abflußmengen sofort auf der Kurve CDE abgelesen werden; so ist z. B. für Oberwasser auf + 13,0 NN und Unterwasser auf + 11,0 NN die Überfallmenge $Q = 230$ m³/Sek. auf 31,5 m Breite.

Für Stellungen der Wehrklappe zwischen Ordinate + 12,50 NN und völlig umgelegtem Zustande auf Ordinate + 10,45 NN sind die Überfallmengen am Gr.-Wohnsdorfer Wehr für verschiedene Oberwasserstände aus Abb. 6 b zu entnehmen, die gilt, solange vollkommener Überfall herrscht. In diesem Diagramm sind nur die Punkte 1 bis 8 und a bis d bei Oberwasserständen + 12,50 NN durch Modellversuch des Karlsruher Flußbaulaboratoriums bestimmt. Die Anfangs- und Endpunkte der übrigen Kurven sind aus Abb. 6 a ermittelt und ihre Verbindungslinien der durch Modellversuch bestimmten Kurve für Oberwasser auf + 12,50 NN angepaßt. Beispiel: OW + 12,0 NN, Klappenoberkante + 11,0 NN, $Q = 56{,}0$ m³/Sek. auf 31,5 m Breite.

Zwecks Beobachtung der Lage der Überfallkante ist auf der Oberklappe ein mit ihr beweglicher Aufsatzpegel neben dem Pfeiler eingebaut. Die Praxis hat sehr gute Übereinstimmung mit den Modellversuchsergebnissen gezeigt, wie die Kontrolle durch einen 3 km flußab liegenden Pegel mit zugehöriger Wassermengenkurve ergab. Das so geeichte Wehr gestattet also, auch die größten Hochwassermengen zutreffend zu messen, die durch Flügelmessungen nur schwer festzustellen wären. Die für Gr.-Wohnsdorf geltenden Überfallmengen gemäß Abb. 6 a u. 6 b dürfen nicht ohne weiteres auf andere Anlagen übertragen werden, weil die Strahlform (getauchter oder gewellter Strahl) und damit die Überfallmenge nicht nur vom Gefälle und der Unterwassertiefe, sondern auch von der Form, Rauhigkeit und Ausbildung des Sturzbettes, z. B. dem Einbau von Grundschwellen, abhängig ist. Jedes Wehr sollte also zweckmäßig im Modell geeicht werden, wenn die Kenntnis der Überfallmengen erwünscht ist.

Sturzbettausbildung.

Die Sturzbettausbildung eines Wehres ist stets dann mit den geringsten Kosten möglich, wenn das überfallende Wasser nicht als getauchter Strahl die Sohle trifft, sondern als gewellter Strahl an der Oberfläche des Unterwassers mit unterlagernder, am Wehrfuß auflandender Grundwalze zum Abfluß gebracht werden kann; inwieweit dies möglich ist, hängt natürlich von der Wassermenge, dem Gefälle, der Unterwassertiefe und der Sturzbettausbildung ab, liegt also nicht in unserer Hand. Immerhin erscheinen bezüglich der Kolkgefahr in diesem Punkte Überfallwehre, also auch das

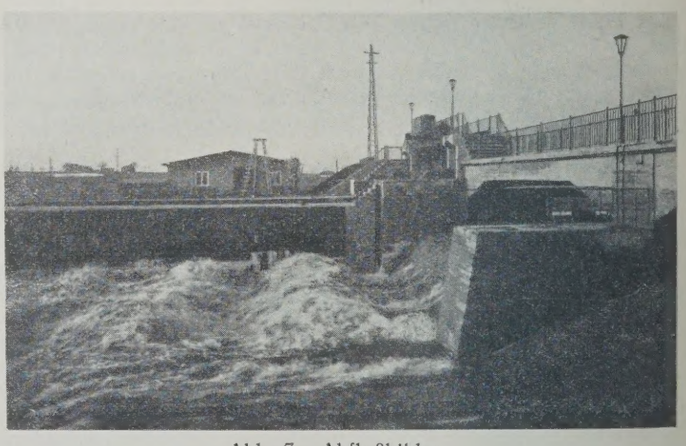


Abb. 7. Abflußbilder.
Im vorderen Wehrfeld getauchter Strahl. — Im hinteren Wehrfeld gewellter Strahl.

hydraulische Dachwehr, solchen mit Wasseraustritt an der Sohle überlegen, sofern nicht ohnehin unter dem beweglichen Wehrteil noch ein größerer Absturz liegt; denn das Freiwasser wird wenigstens beim Ablassen großer Wassermengen, bei höheren Unterwasserständen meist mit dem unschädlichen gewellten Strahl abfließen. Ein praktisches Beispiel für den gewellten und getauchten Strahl zeigt Abb. 7 des Wehres Gr.-Wohnsdorf. Im vorderen Wehrfeld fließen bei völlig umgelegtem Wehr 67,5 m³ mit getauchtem Strahl ab, während das hintere Wehrfeld mit Wehroberkante auf + 11,39 NN bei 27,5 m³/Sek. Abfluß den gewellten Strahl zeigt; das Oberwasser stand hierbei auf + 12,30 NN, das Unterwasser auf + 10,38 NN.

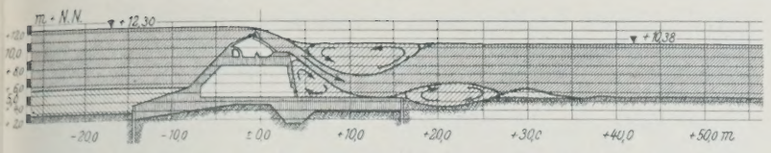


Abb. 8a. Mutmaßliches Abflußbild bei getauchtem Strahl.

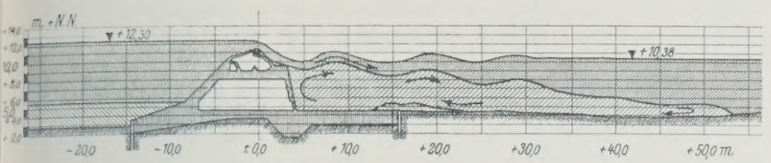


Abb. 8b. Mutmaßliches Abflußbild bei gewelltem Strahl.

Die Abflußverhältnisse im Sturzbett beider Felder werden sich hierbei etwa gemäß den Skizzen Abb. 8 eingestellt haben.

Die verschiedenartige Klappenstellung beider Felder geschah nur zu Demonstrationszwecken. Derselbe Gesamtabfluß ließ sich nämlich bei gleichmäßiger Verteilung über beide Felder noch mit dem gewellten Strahl bewerkstelligen, und zwar mit Wehroberkante auf + 10,95 NN. Zur Vermeidung von kolkenden Wasserwalzen mit lotrechter Achse im Unterwasser sollte man bei Freilauf stets das Wehr auf ganze Breite überströmen lassen, und diese Forderung ist mit dem hydraulischen Dachwehr wegen der einfachen Bedienung, die auch bei zwei Feldern von einer Stelle aus stattfindet, sehr leicht möglich.

Es sei noch erwähnt, daß im Sturzbett eine Rehbocksche Zahnschwelle eingebaut ist — leider, ohne ihre Lage vorher durch Modellversuch zu bestimmen —, die sich als recht wirksam erwiesen hat, wenn sie auch, wie bei späteren Versuchen festgestellt, etwas zu nahe am Wehrkörper sitzt.

Schlußfolgerung.

Mit den kleinen, hier vorgeschlagenen Verbesserungen und bei Einhaltung der für den Winter angeregten Betriebsweise muß das hydraulische Dachwehr für die in Gr.-Wohnsdorf vorliegenden Verhältnisse als ein sehr befriedigendes, selbsttätiges Wehrsystem angesprochen werden; es ist leicht und schnell mit einfachsten mechanischen Mitteln zu bedienen, zuverlässig selbsttätig und in einfacher Weise vor den gefürchteten Vereisungen zu schützen und daher als recht betriebsicher zu bezeichnen.

Alle Rechte vorbehalten.

Selbsttätige Signalanlagen für die Sicherung von Zugfahrten.

Von Ingenieur **K. Becker**, Darmstadt.

Bei den selbsttätigen Signalanlagen für die Sicherung von Zugfahrten übernimmt der fahrende Zug seine Sicherung selbst, indem er mit Hilfe von technischen Einrichtungen auf die Signalstellerei unmittelbar einwirkt und damit nachfolgende Züge in entsprechendem Blockabstande hält. Mit Ausnahme der Vereinigten Staaten von Nordamerika beschränkt sich die Auswertung der selbsttätigen Signalsysteme bis jetzt noch vorwiegend auf Stadtschnellbahnen und Untergrundbahnen. Bei ihnen ist ein regelrechter Betrieb ohne selbsttätige Signalanlagen kaum mehr denkbar, da hier, wie beispielsweise bei der neuerdings auf Schnellbahnbetrieb umgestellten Berliner Stadtbahn, mit 50 km/Std. Grundgeschwindigkeit und 90 Sek. Zugfolgezeit mit handbedienten Signalen und Blockeinrichtungen nicht durchzukommen wäre.

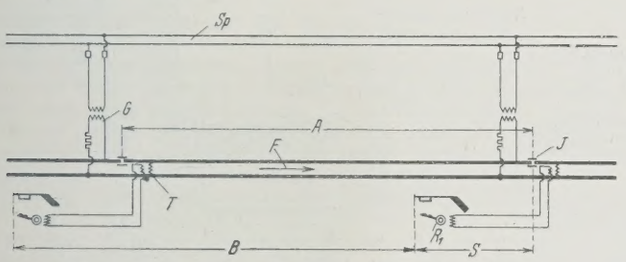


Abb. 1. Selbsttätige Signalanlage für Dampfbahnen.

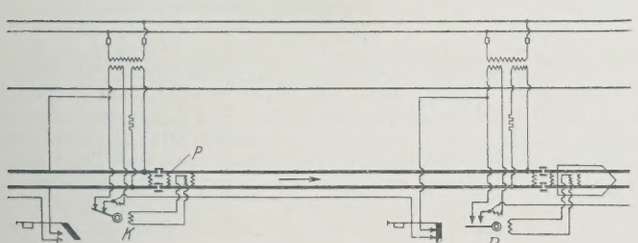


Abb. 2. Selbsttätige Signalanlage für elektrisch betriebene Bahnen.

Man unterscheidet rein selbsttätige Betriebe und halbselbsttätige Betriebe. Bei ersteren zeigen die Signale im Gegensatze zu den für Signalanlagen allgemein geltenden Grundsätzen in der Grundstellung Fahrt statt Halt. Dieses Signalsystem hat auch die Berliner Stadtbahn angewandt. Bei ihm werden sämtliche Einrichtungen für die selbsttätige Zugsicherung elektrisch betrieben, so daß Blockwärter auf der Strecke entbehrlich sind. Fährt ein Zug in einen Streckenabschnitt ein, so stellt er das Blocksignal selbst elektrisch auf Halt und hält es in dieser Stellung fest, bis er den Blockabstand geräumt hat. Hiernach geht das Signal selbsttätig wieder auf Fahrt.

Bei halbselbsttätigen Betrieben werden mit Rücksicht auf Weichen die Signale vom Zuge auf Halt, aber vom Wärter auf Fahrt gestellt. Bei ihnen ist Halt die Grundstellung.

Abb. 1 u. 2 zeigen die bauliche Anordnung einer selbsttätigen Signalanlage mit elektrischen Gleisstromkreisen, die wegen ihrer Einfachheit und Betriebsicherheit vielfach verwendet wird. Es bedeuten: *A* Gleisabschnitt, *B* Blockabschnitt, *F* Fahrrichtung, *G* Gleistransformator, *I* isolierter Schienenstoß, *K* Selbstanschlußkontakt, *P* Impedanzverbinder, *R*1 Relais einphasig, *R*2 Relais zweiphasig, *S* Schutzstrecke, *Sp* Speiseleitung für den Signalstrom, *T* Relaistransformator.

In welchem Umfange die verschiedenen Hilfseinrichtungen anzuwenden sind, ist von den Bedingungen abhängig, die das Signalsystem erfüllen soll. Insbesondere kommt in Betracht, ob Dampf oder Elektrizität als Antriebskraft der Züge benutzt wird, ob Form- oder Lichtsignale in Frage kommen, ob selbsttätiges Halten der Züge bei Fahrverbot durch Anwendung von Fahrsperren verlangt wird, wie groß die Verkehrsdichte der Strecke ist, ob eine oder beide Fahrschienen den Blockstrecken dienstbar gemacht werden können oder ob bei elektrischen Bahnen eine oder beide Schienen zur Rückleitung des Bahnbetriebstromes verwendet werden sollen.

Für den Betrieb einer selbsttätigen Signalanlage wird die Strecke wie bisher in einzelne Blockabschnitte eingeteilt, die durch Blocksignale begrenzt werden. Hierbei wird der Stromkreis des Blocksignals durch ein am Ende des Gleisabschnittes für die Einfahrt aufgestelltes Relais gesteuert, dem ein Gleistransformator, der am anderen Ende des Abschnittes für die Ausfahrt angeschaltet ist, Wechselstrom von 3 bis 5 V Spannung zuführt.

Die Relais können sowohl auf der freien Strecke, als auch in einem Stellwerkgebäude des nächstgelegenen Bahnhofs untergebracht werden. Letztere Anordnung wird häufig bevorzugt, weil sie eine gute Überwachung der Einrichtung von einer Stelle aus ermöglicht, erfordert aber längere Leitungen. Die hierdurch entstehenden Mehrkosten sucht man durch Verminderung der Leitungsquerschnitte auszugleichen, was sich erreichen läßt, wenn man die Gleisphasen der Relais nicht unmittelbar an die Fahrschienen, sondern an die Sekundärwicklung eines kleinen Transformators — Relaistransformator — legt und dessen Wicklung für den Primärstrom an beide Schienen des Gleises schaltet.

Sobald ein Zug mit seiner ersten Achse in eine Blockstrecke mit selbsttätigem Signalsystem einfährt, sinkt die Spannung des Betriebstromes zwischen den Fahrschienen auf Null, was zur Folge hat, daß der Elektromagnet des Relaisankers stromlos wird, unter dem Einflusse seines Gewichtes abfällt und damit auch den Stromkreis für die Fahrstellung des zugehörigen Signals unterbricht. Durch diese Unterbrechung des Kuppelstromes fällt bei Formsignalen der Signalflügel auf Halt zurück, bei Lichtsignalen erlischt das grüne Licht. Außerdem werden beim Abfallen des Ankers Kontakte geschlossen, die bei Formsignalen die Rückstellung ihres Antriebes herbeiführen und gleichzeitig die Stromkreise für die nächste Fahrterlaubnis vorbereiten. Bei Lichtsignalen erübrigt sich die Verwendung eines besonderen Kontaktes, weil bei ihnen der Strom so geführt ist, daß bei Abschaltung der grünen Lampe rotes Licht ohne weiteres erscheint. Diese Vorgänge wiederholen sich bei den Stelleinrichtungen des nächsten Gleisabschnittes, sobald er von der ersten Achse eines Zuges berührt wird.

Das Relais eines vom Zuge besetzten Gleisabschnittes erhält wieder Strom, nachdem dieser Abschnitt geräumt ist und das nächste Blocksignal seine Haltlage wieder eingenommen hat. Solange ein Zug zwei angrenzende Blockabschnitte überbrückt, wobei er den Gleisstrom beider Abschnitte kurz schließt, ist er durch zwei Signale gedeckt.

Um Störungen durch ungewolltes Auslösen der Blockrelais infolge von Induktionseinwirkungen, wie sie auf den mit Wechselstrom betriebenen Bahnen auftreten können, zu verhindern, bildet man die Relais dieser Strecken für Zweiphasenstrom aus und richtet ihre Schaltung so ein, daß ihre Sekundärwicklung schon erregt wird, sobald ein Zug mit seiner ersten

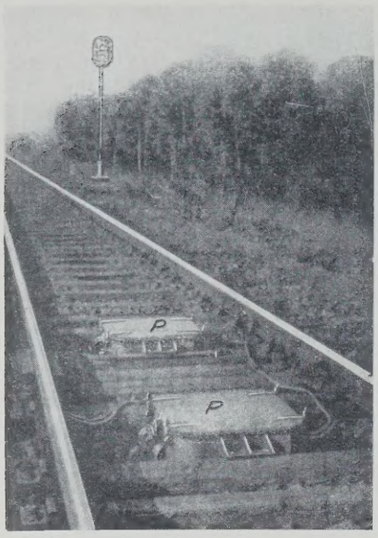


Abb. 3. Gleisabschnitte mit Impedanzverbinder.

Achse eintrifft und das Signal des nächsten Blockabschnittes auf Halt fällt. Ein Drehmoment durch Erregung auch der ersten Wicklung des Relais kann jedoch erst eintreten, wenn der Zug den Gleisabschnitt vollständig verlassen und damit den Kurzschluß des Gleisstromes über die Schienen aufgehoben hat. Die Sekundärwicklung erhält also zunächst von dem Transformator des nächsten Gleisabschnittes wieder Strom, der für die Erregung der zweiten Wicklung des Relais eine Periodenzahl besitzt, die von der des Bahnstromes wesentlich verschieden ist, wodurch Induktionswirkungen ferngehalten werden.

Um außerdem auf besonders langen Blockstrecken Spannungsabfälle in den Schienen ohne Vermehrung des Kraftstromes zu verhindern, verwendet man zwei Relais, die einander übereinstimmend arbeiten, und schaltet sie an beiden Enden des Blockabschnittes an, während man den Strom der Mitte dieses Abschnittes zuführt.

Zur Rückleitung des Bahnstromes bei selbsttätigen Signalanlagen bedient man sich auf elektrisch betriebenen Bahnen gewöhnlich beider Schienen. Die Trennstellen der Gleisabschnitte werden dann durch Impedanzverbinder *P* (Abb. 3) überbrückt, denen die Aufgabe zufällt, den Signalstrom (Wechselstrom) abzudrosseln, aber den Bahnstrom durchzulassen.

Um bei Überwachung der Gleisbesetzung sowie bei Einstellung und Auflösung der Fahrstraßen den Beamten eines Bahnhofs eine ständige Überprüfung zu ermöglichen, ob die einzelnen Gleise frei oder besetzt sind, werden transparente Gleistafeln verwendet und im Dienstraum des Fahrdienstleiters oder im Stellwerk aufgestellt. Die Gleistafel gibt ein Bild der Gleis- und Weichenanlagen sowie der Stellung der Signale. Auf ihr sind die Gleise als breites Band dargestellt. Durch elektrische Lampen, die hinter der Tafel sitzen, werden die Signalzeichen, Weichen und Gleisabschnitte mattweiß erleuchtet, solange der betreffende Gleisabschnitt frei ist. Die Lampen eines freien Gleisabschnittes erlöschen, sobald er besetzt ist. Der besetzte Gleisabschnitt ist auf der Tafel unbeleuchtet. Die Gleistafel ermöglicht es somit dem Beamten, die Bewegung der Züge innerhalb seines Dienstbezirks zu verfolgen und zu überwachen.

Alle Rechte vorbehalten.

Zur Frage der Abdichtung von Bauwerken.

Von techn. Reichsbahn-Oberinspektor **Sahling,** Altona.

In letzter Zeit ist häufig darauf hingewiesen worden, wie wichtig es ist, Bauwerke, namentlich Gewölbe und Decken aus einbetonierten Walzträgern, gegen von oben eindringende Feuchtigkeit zu schützen. In der Praxis scheint aber die einwandfreie Ausführung der Abdichtung schwierig zu sein, denn selbst unter neueren Bauwerken findet man zahlreiche, die Einflüsse eingedrungener Feuchtigkeit zeigen.

Man darf wohl annehmen, daß heute — im Gegensatze zu früher, wo sicher oft aus falscher Sparsamkeit nicht erstklassige Isoliermittel verwendet worden sind — nur das beste Material zu Abdichtungszwecken gewählt wird. Vorschriftsgemäß wird dieses in mehreren untereinander, aber nicht mit dem Gewölbe bezw. der Decke selbst verklebten Schichten aufgebracht und dann noch durch eine Ziegelflachschicht oder neuerdings durch eine Betonhaut mit Drahteinlage geschützt.

Wenn trotzdem sich noch so viele Schäden infolge eindringender Feuchtigkeit zeigen, so liegt dies wohl oft daran, daß die bisher übliche Ausführungsweise, die Isolierschicht an den Innenseiten der Stirnmauern hochzuziehen und in den Beton oder das Mauerwerk einbinden bezw. unter die Abdeckplatten fassen zu lassen, nicht genügenden Schutz bietet. Anscheinend löst sich die Isolierschicht mit der Zeit doch etwas infolge ihres „Arbeitens", das Wasser dringt allmählich in die Fuge ein und tritt an der Untersicht der Decke bezw. Gewölbe wieder zutage.

Um diesem Übelstande abzuhelfen, empfiehlt sich die in Abb. 1 gezeigte Ausführungsweise. Die Abdeckplatte hat nicht allein außen, sondern auch innen eine Wassernase; unter letztere wird die Isolierschicht hochgezogen. Die Feuchtigkeit muß an der Wassernase abtropfen und kann nicht unter die Isolierung gelangen. Die dargestellte Befestigung des Geländers macht das An- oder Durchbohren der Deckplatten entbehrlich. Bei dieser bisher gebräuchlichen Ausführung kann das Wasser durch die Löcher zur Aufnahme der Geländerpfosten in den Beton eindringen. Bei Tunneln unter Bahnsteigen wäre die Abdichtung sinngemäß etwa nach Abb. 2 auszuführen.

Einen Abschluß der Abdichtung, der insofern dem der Abb. 1 ähnelt, als die Isolierschicht gleichfalls unter die etwas überkragende Deckplatte

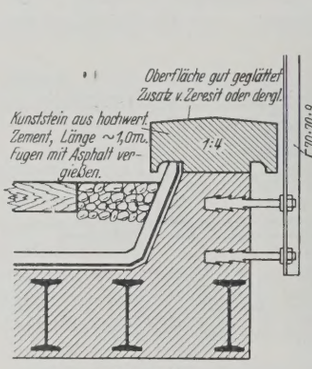


Abb. 1.

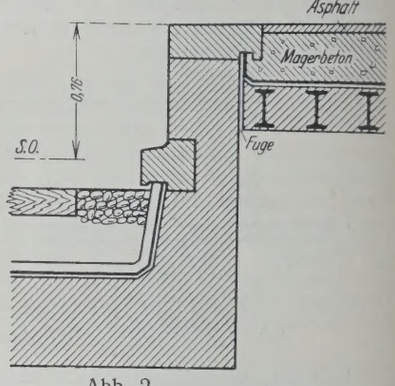


Abb. 2.

hochgezogen wird, sehen die „Besonderen Bedingungen für die Ausführung von Brückenabdichtungsarbeiten" der Reichsbahndirektion Dresden unter Ziffer 21 (Abb. 3 auf Zeichnung Anl. 2) vor. Bei dieser Ausführungsweise ist jedoch zu befürchten, daß infolge der Kapillarwirkung das Wasser sich allmählich einen Weg bahnen und unter die Isolierung dringen wird, weil die Nase fehlt, die das Wasser zum Abtropfen zwingt.

Vermischtes.

Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin W 8). Das am 5. Dezember erschienene Heft 23 (1,50 R.-M.) enthält u. a. folgende Beiträge: Georg Torda, leitender Ingenieur der Cie. Française d'Entreprises: Ausführung einer unterirdischen Versuchsstation für Flugzeugmotoren. — Oberbaurat Dr. Fritz Emperger: Eisenbetonschwellen. — Dr. techn. Ing. R. Genttner: Der Eisenbeton-Trägerrost. (Auszug aus der Doktordissertation an der Deutschen Technischen Hochschule in Prag.) — Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel: Die Veredelung der Zuschlagstoffe. — Prof. Dr.-Ing. Gehler: Bericht über die II. Internationale Tagung für Brücken- und Hochbau in Wien.

J. Melan 75 Jahre alt. Am 18. November vollendete der rühmlich bekannte Brückenbauer Professor Dr.-Ing. ehr. Josef Melan in Prag sein 75. Lebensjahr. Er übt noch heute an der Deutschen Technischen Hochschule Prag im vollen Umfange seine Lehrtätigkeit aus; ein Nachfolger ist für ihn bisher nicht berufen worden. Es zeugt für seine bewunderungswürdige Rüstigkeit, daß er trotz der starken Belastung durch sein Lehramt auch noch außeramtlich rege arbeitet und schafft. So hat er erst vor kurzem den umfangreichen Entwurf für die geplante Elbebrücke in Außig fertiggestellt, worüber in der „Bautechnik" demnächst ein Aufsatz aus seiner Feder erscheinen wird.

Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 12. November. Prof. Dr.-Ing. Kögler aus Freiberg i. Sa. sprach über die „Mitarbeit der Praxis bei der Baugrundforschung". Er ging davon aus, daß es sich bei der Untersuchung des Baugrundes um ganz andere Aufgaben handele, als bei der Untersuchung der Baustoffe. Im Gegensatze zu diesen sei der Baugrund bodenständig, man könne ihn daher nicht für den besonderen Fall aussuchen, sondern müsse ihn hinnehmen, wie er sei. Wie er wirklich beschaffen sei, sei aber sehr schwer festzustellen, da bei der Entnahme von Proben sich Zusammenhang und Eigenschaften des Bodens veränderten. Anderseits sei die Beschaffenheit der einzelnen Bodenarten, insbesondere ihr Verhalten unter der Last von Bauwerken so außerordentlich verschieden, daß es bisher noch nicht einmal gelungen sei, eindeutige Bezeichnungen der Bodenarten einzuführen, geschweige denn eine brauchbare Eingliederung der verschiedenen Arten, die es gestatte, auf Grund einfacher, von der Praxis anwendbarer Feststellung kennzeichnender Eigenschaften das gesamte Verhalten der betreffenden Bodenart vorauszusagen. Hierzu komme, daß der Baugrund aus den verschiedensten Bodenschichtungen bestehe, deren Zusammenwirken erst das Verhalten des Baugrundes unter der Last ergebe. Unsere Kenntnisse über den Baugrund seien deshalb überraschend gering, da man bei der Unübersichtlichkeit des Gebietes eindeutig fest-

gelegte Erfahrungen nur in verhältnismäßig geringem Umfange besitze. Zur Erweiterung dieser Kenntnisse sei es daher zuerst erforderlich, einheitliche Gesichtspunkte zu schaffen, nach denen man die Einzelerfahrungen festlegen könne. Das bedeute die Einführung einheitlicher Bezeichnungen der Bodenarten, einheitlicher Untersuchungsverfahren für Baustelle und Versuchsanstalt und insbesondere einheitlicher Vorschriften für Probebelastungen. Erst dann sei eine wirklich fruchtbringende Baugrundforschung unter weitester Mitarbeit der Bauausführenden sichergestellt. Der von der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen ins Leben gerufene Ausschuß für Baugrundforschung erstrebe in Zusammenarbeit mit den übrigen Forschungsstellen Deutschlands und des Auslandes, diese Grundlagen für die weitere Forschung zu schaffen, gleichzeitig schon jetzt alle Einzelerfahrungen zu sammeln und so auf breitester Grundlage weiterzubauen. Der Vortragende bat darum, daß schon heute die Bauausführenden alle Anregungen zu Versuchen über den Baugrund möglichst aufnehmen und die Versuche in Zusammenarbeit mit den berufenen Forschungsstellen ausführen möchten, damit die Ergebnisse nicht nur dem Einzelfalle, sondern auch der Allgemeinheit dienstbar gemacht werden könnten. Er betonte, daß die vorherige Beratung durch diese Stellen nötig sei, damit die Versuche so angeordnet und durchgeführt würden, daß sie voll ausgewertet werden könnten. Insbesondere bezeichnete er es als dringend wünschenswert, daß Baubehörden, Bauherren und Bauunternehmer möglichst oft Probebelastungen im Einvernehmen mit den Forschungsstellen durchführten.

Anschließend sprach Geh. Regierungsrat Prof. Dr.-Ing. Hertwig von der Technischen Hochschule Berlin über den „Stand der wissenschaftlichen Baugrundforschung". Er beschränkte gleich zu Beginn sein Thema darauf, eine Übersicht über die deutschen Forschungsstätten zu geben, in denen Baugrundfragen behandelt werden. Vor dem Kriege seien nur die wissenschaftlich einfach liegenden Fragen der Erddruck- und Baugrundlehre behandelt worden, hauptsächlich der Erddruck auf Stützmauern und auf krumme Flächen und die Eindringung von Bauwerken in den Baugrund. Diese Fragen seien im wesentlichen von deutschen Forschern bearbeitet worden, er nannte als grundlegendes Werk den „Erddruck auf Stützmauern" von Müller-Breslau (1906). Im Jahre 1913 seien in Amerika und Schweden Ausschüsse für Baugrundforschung eingesetzt worden. Erst gegen Ende des Krieges habe man bei uns die Boden- und Baugrundforschung umfassender in Angriff genommen. Besonders hätten auf diesem Gebiete die Versuchsanstalten der Technischen Hochschule Berlin (Müller-Breslau), die Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin (Krey), die Versuchsanstalt der Technischen Hochschule Hannover (Franzius) und die der Bergakademie Freiberg i. Sa. (Kögler) gearbeitet. Von einschneidender Bedeutung sei das Erscheinen des Werkes von Terzaghi über „Erdbaumechanik auf bodenphysikalischer Grundlage" im Jahre 1925 (Leipzig und Wien, Verlag Franz Deuticke) gewesen. Man wird dem Redner zustimmen können, daß dieses Werk wegweisend für die weitere Baugrundforschung ist und noch lange eine Fundgrube für sie bleiben wird. Terzaghi hat als erster in einem geschlossenen Werk die Lehre von dem statischen Verhalten des Bodens („die Erdbaumechanik") aufgebaut auf der wissenschaftlich-physikalischen Untersuchung des Bodens. Bis zu ihm hatte man eigentlich nur eine für kohäsionslosen Sand geltende Erddrucklehre aufgestellt und durch Versuche gestützt. Er hat als erster das Gebiet der kolloidreichen, wasserhaltigen Böden in Angriff genommen und grundlegende Erkenntnisse gewonnen. Das Erscheinen des Terzaghischen Buches traf zusammen mit einigen größeren Unfällen im Erdbau; der Vortragende meinte, seitdem sei die Baugrundforschung sozusagen Mode geworden. Zunächst habe die Deutsche Gesellschaft für Bauingenieurwesen den schon oben erwähnten „Ausschuß für Baugrundforschung" eingesetzt, und vor kurzem erst sei vom Reichsverkehrsminister, von der Deutschen Reichsbahngesellschaft und dem Preußischen Minister für Wissenschaft die „Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik" ins Leben gerufen worden[1]), die eine der Berliner Technischen Hochschule angegliederte Forschungsstelle betreibe. Aufgabe des Ausschusses und der Gesellschaft sei es, die bisherigen Erfahrungen zu sammeln und auszuwerten und neue durch Versuche zu schaffen. Dabei würden sie den Zusammenhang zwischen den Bauausführenden und den Versuchsanstalten herstellen und dafür sorgen müssen, daß möglichst alle Boden- und Baugrunduntersuchungen wissenschaftlicher Art nur noch in Verbindung mit den Forschungsstellen ausgeführt würden. Der Vortragende unterstrich die Ausführungen des Vorredners, wie wichtig es für die Nutzbarmachung der Versuche sei, einheitliche Bezeichnungen der Bodenarten und einheitliche Verfahren für die Versuche und besonders die Probebelastungen einzuführen. Weiter müsse eine enge Fühlung aller deutschen Forschungsstellen hergestellt werden, um Doppelarbeit zu vermeiden und eine gegenseitige Ergänzung und Nachprüfung der Arbeiten zu sichern. Die Aufgabe sei wegen der großen Verschiedenartigkeit der Bodenarten und der dadurch bedingten ungleichen Versuchsergebnisse sehr schwer, es könne aber nur durch eine Unsumme von Kleinarbeit ein Erfolg erzielt werden.

Zum Schluß gab Regierungsbaurat Ehrenberg eine Übersicht über die Tätigkeit der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin auf dem Gebiete des Erdbaues und der Bodenkunde. Wiederholt kam in den Vorträgen des Abends zum Ausdruck, welch großen Verlust die Boden- und Baugrundforschung durch den viel zu frühen Tod des verdienstvollen bisherigen Leiters der Anstalt, des Oberbaurats Dr.-Ing. ehr. Krey, des Verfassers des bekannten Werkes „Erddruck, Erdwiderstand und Tragfähigkeit des Baugrundes"[2]) erlitten hat. Lo.

[1]) „Die Bautechnik" 1928, Heft 48, S. 714.

[2]) 3. Auflage, Berlin 1926, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Die 9. Tagung für wirtschaftliches Bauen am 27. und 28. September 1928 in München wurde durch den Vorsitzenden des Ausschusses, Regierungsbaurat Stegemann, Leipzig, durch einen Vortrag über „Die innere Erneuerung der Technik im Hochbau" eröffnet. Der Redner beklagte, daß im Gegensatze zu allen Schwesterzweigen der Technik hier ein Stillstand vorliege, vielleicht begründet damit, daß im Hochbau die Aufgabenstellung durch Jahrhunderte die gleiche geblieben sei. Der neuzeitlich denkende Bauwirtschaftler dürfe den Wohnungsbau nicht nur vom Standpunkte der Konstruktion und der damit verbundenen Ersparnismöglichkeit ansehen, sondern unter dem Gesichtswinkel der im Gebrauch einfachen und damit wirtschaftlichen Wohnung. Man komme so zum Einfamilienhaus. Dieses sei bisher fälschlich auf den statischen Voraussetzungen des Mehrgeschoßhauses aufgebaut worden, weniger aus Gründen der Tragfähigkeit als im Hinblick auf die wärmewirtschaftlichen Erfordernisse. Neuere Versuche führten zu der Trennung des Tragwerks von dem wetterschützenden Teil. Die bisherigen Arbeiten zur Schaffung neuer Baustoffe und Bauarten haben aber folgerichtig zu einer neuen Einstellung der Techniker übergeleitet. Mit allen Mitteln wird heute angestrebt, die neuesten Errungenschaften für den Wohnungsbau auszunutzen.

Der nächste Redner, Architekt Hofherr, Berlin, behandelte den Rohstoff Ton, seine Entstehung, seine Eigenschaften und sein Verhalten bis zur Fertigstellung des gebrannten Ziegels, weiter die vom Standpunkte des Verbrauchers und Erzeugers an einen wirtschaftlichen Baustein zu stellenden Forderungen. Mit der Rationalisierung der Arbeit auf der Baustelle müsse die Rationalisierung der Ziegelbetriebe durchgeführt werden. Die Wirtschaftlichkeit einer Bauweise zwinge dazu, den Mittelweg zwischen Kapitalaufwendung und Lebensdauer eines Gebäudes zu finden. Die Bauweisen, die nach kurzer Zeit Wiederinstandsetzungsarbeiten bedingen, seien nicht als wirtschaftlich anzusprechen. Der Anteil der Maurerarbeiten an den Gesamtbaukosten sei von entscheidendem Einfluß. Der Ziegelstein werde auch in Zukunft seine Stellung unter den Baustoffen behaupten.

Prof. Graf, Stuttgart, teilte in seinem Vortrag „Holz und Holzverbindungen für den Wohnungsbau" Ergebnisse seiner Forschertätigkeit, namentlich neuermittelte Festigkeitszahlen mit.[1])

Prof. Dr.-Ing. Soeder, Kassel, sprach eingehend über den reinen Holzbau, den Fachwerkbau, die Holzbalkendecken und den Ausbau des Daches. Er erwies sich dabei als ein Baukünstler, der für künstlerische Aufgaben technisch berechtigte Lösungen zu finden versteht.

Prof. Dr.-Ing. J. Siedler, Berlin, sprach über Beton und Eisen und die verschiedenen Abarten des Betons. Er ging auf die Gründe ein, die das Aufkommen der neuen Baustoffe veranlaßt haben und die auch ihre weitere Verbreitung begünstigen werden. Die neuzeitliche Hauswand habe gleichzeitig vielen Ansprüchen zu genügen; sie soll standsicher und dauerhaft sein, sie soll Schutz vor Kälte, Wind und Hitze gewähren, sie soll schalldicht sein. Es komme darauf an, Baustoffe zu finden, die ohne unnötigen Aufwand gleichzeitig allen diesen Ansprüchen gerecht werden. Bimsbeton, Schlackenbeton und Gasbeton, vielleicht auch noch der Zellenbeton seien derartige Baustoffe. Siedler ging dann weiter auf das reine Stahlhaus und den Stahlskelettbau ein. Besonders der letztere, bei dem das Hausgerüst mit Bims- und Aerokretbeton usw. eingehüllt wird, gewinne immer mehr an Bedeutung.

In einem inhaltreichen Vortrage erörterte Privatdozent Dr.-Ing. Reiher, München, die Baustoffe des Kleinwohnungsbaues in ihrer Wertung hinsichtlich der Wärme- und der Schallsicherheit. Er gab dabei auf beiden in Frage kommenden Forschungsgebieten neuere Versuchergebnisse bekannt, die einen deutlichen Einblick in die recht verwickelten Verhältnisse und Einflüsse gewähren.

Endlich gab Prof. Dr. Georg Garbotz, Berlin, einen Überblick über „Die Baumaschinen und ihre technischen wie wirtschaftlichen Anwendungsmöglichkeiten auf mittleren und Großbaustellen". Er schloß mit der Bemerkung, daß die Kenntnis der wirtschaftlichen Grundlagen für den Einsatz von Maschinen im Hochbau noch verhältnismäßig beschränkt sei. Es werde also Aufgabe der hierfür in Frage kommenden Körperschaften und Forschungsinstitute sein müssen, die nötige Aufklärung zu schaffen, um den Gefahren einer sonst leicht eintretenden Übermechanisierung zu begegnen.

Der wissenschaftliche Teil der Tagung schloß mit einem Vortrage des Ministerialrats Poeverlein über die Versuchssiedlung des Reichspostministeriums in München, in der unter Mitwirkung der Reichsforschungsgesellschaft die verschiedensten Bauweisen für Kleinwohnungen erprobt werden.

Die Leitung der Veranstaltung hatte es verstanden, eine inhaltreiche Folge von Vorträgen zu bieten, so daß die gesamte Tagung wie bisher jedesmal eine Steigerung gegen das vorhergehende Jahr bedeutete. Die nächste Tagung soll in Karlsruhe stattfinden. Wkk.

Abwasserreinigungsanlage für die Stadt Flint, Mich. In der Stadt Flint, Mich., ist nach Berichten in Eng. News-Rec. vom 6. und 20. September 1928 kürzlich eine im Oktober 1928 begonnene Abwasserreinigungsanlage in ihrem ersten Abschnitt fertiggestellt worden. Die Anlage setzt sich zusammen aus Gruppen von Imhoff-Behältern.

Flint war ursprünglich eine kleine Stadt, hat sich aber in den letzten 20 Jahren zu einer bedeutenden Industriestadt von 142 000 Einwohnern entwickelt. Die Hauptindustriezweige sind auf den Kraftwagenbau gerichtet. Demzufolge sind die Abwässer vorwiegend von Ölen und Fetten, sowie von Laugen und Säuren verunreinigt. Wenn auch der

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 15 u. 30.

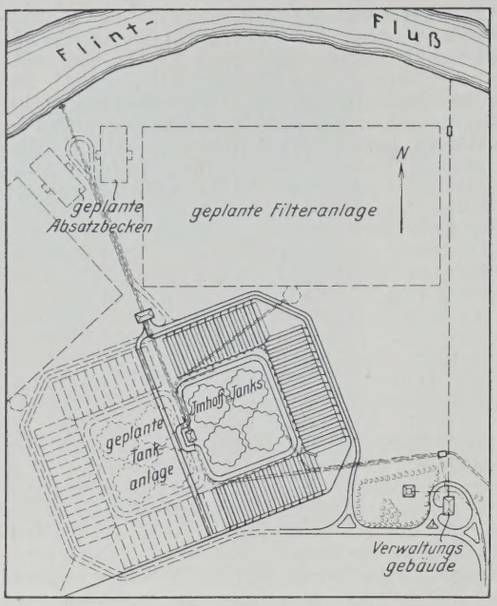


Abb. 1.

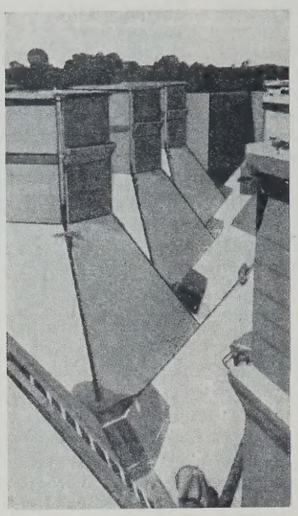


Abb. 4.

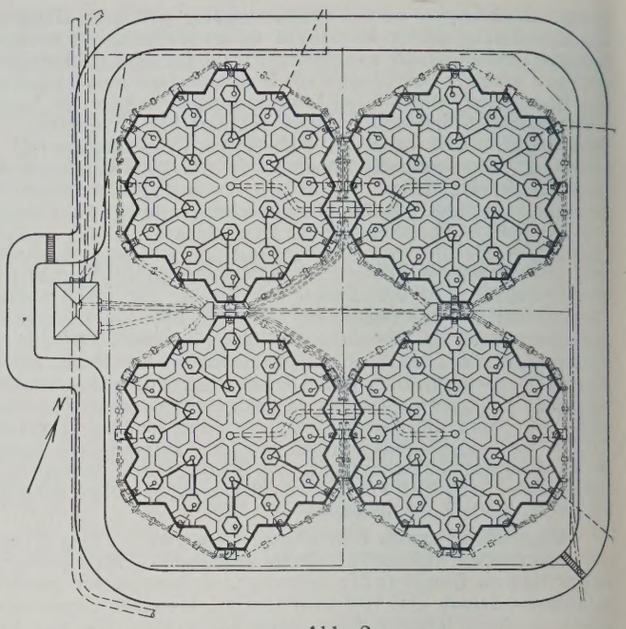


Abb. 2.

wesentlichste Teil dieser Stoffe innerhalb der Fabrikbetriebe selbst abgefangen wird, so wurde doch eine besondere Reinigungsanlage für die Abwässer notwendig. Die Abwässer werden durch die neue Anlage hindurch nach dem Flint-Fluß abgeleitet.

Der Grundriß der neuen Anlage ist in Abb. 1 dargestellt, aus der auch der fertiggestellte sowie der noch geplante Teil ersichtlich ist.

Die Konstruktion und Ausführung der Imhoff-Behälter wird in Eng. News-Rec. vom 20. September 1928 erläutert. Die Anlage besteht aus vier Tankgruppen, die aus 18 sechseckigen Zellen zusammengesetzt sind (Abb. 2). Ein Schnitt durch zwei Imhoff-Zellen der äußeren Umgrenzung ist in Abb. 3 dargestellt. Der Bau der Zellen wurde in drei Abschnitten

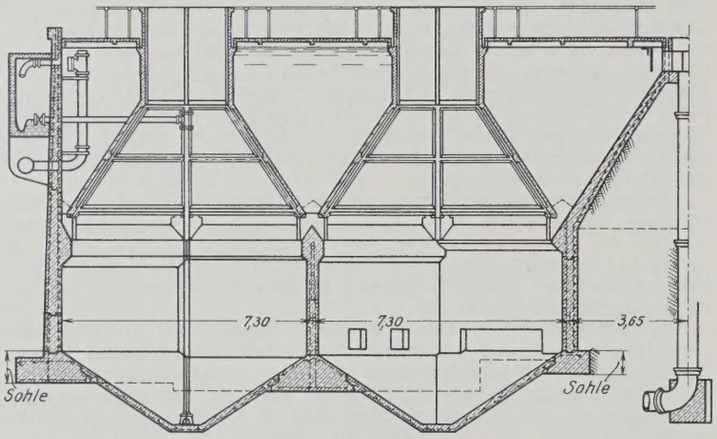


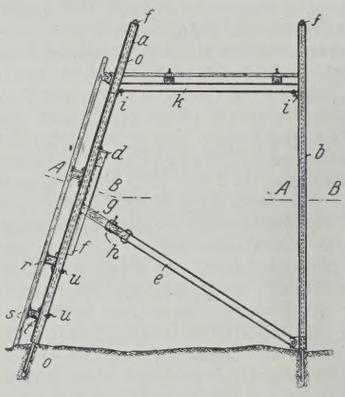
Abb. 3.

ausgeführt. Diese bestanden in der Herstellung der Sohle, der Wände und der Abdeckungskonstruktion. Die Betonierung wurde mittels wiederverwendbarer Schalformen durchgeführt, die von einem großen Schwenkkran versetzt wurden (Abb. 4). Der gleiche Kran diente auch zum Verteilen des Mischgutes auf die Arbeitsstellen. Die Arbeit des Kranes wurde von einer zentralen Stelle mittels Telephonverbindungen geleitet, so daß sich trotz der großen Flächenausdehnung der Baustelle ein stetiger und geregelter Arbeitsgang ergab. Die Ausführung der dünnen Eisenbetonwände der Zellen erforderte eine sehr sorgfältige Zentrierung der Innen- und Außenschalungen. Die Betonmischungen wurden den verschieden beanspruchten Bauteilen angepaßt. Ein großer Teil der Sohlenkonstruktion mußte während des Winters unter Verwendung von erwärmtem Mischwasser ausgeführt werden. Der Hauptunternehmer bei den Ausführungsarbeiten war die W. E. Wood Company von Detroit und Flint, Mich. Zs.

Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Fangdamm nach Art eines Nadelwehres und Verfahren zu seiner Herstellung. (Kl. 84a, Nr. 451 794 vom 11. 9. 1924, von Karl Schön in Würzburg.) Die Stützpfosten *a*, *b* des aus untereinander verbundenen Gerüstböcken bestehenden Fangdammes werden mit Hilfe von in den Pfosten geführten, sie in ganzer Länge durchdringenden Zugbolzen *o*, deren Fußende nach Art von Keilmauerdübeln ausgebildet ist, in Bohrungen des Bodens verankert. Die Stützpfosten *a* und *b* bestehen aus je zwei



U-Eisen; an der oberen Hälfte des Pfostens ist ein Z-Eisen *d* angenietet, gegen das die Strebe *c* abgestützt wird. Die Strebe *c* ist am unteren Ende des Pfostens *b* gelenkig befestigt und trägt am anderen Ende mittels Schrauben *h* ein Holz *g*, um bei unebenem Boden die veränderliche Länge der Strecke *e* ausgleichen zu können. Oben sind Längswinkeleisen *i*, die den Querstab *k* tragen, mittels Klemmschrauben an den Pfosten befestigt. Die Stützpfosten sind durch Holzbalken *r* verbunden, die an jeder Befestigungsstelle durch U-Eisen *s* gefaßt sind, an deren Schenkeln Klemmplatten *t* angeschraubt sind, die zur Führung und Befestigung an den Pfosten dienen. Die Pfosten sind unten mit Winkeln *u* ausgerüstet zum Anbringen von Holzstreben. Zur Herstellung des Fangdammes werden an den bereits stehenden Gerüstböcken Führungsrahmen, um das Maß des Abstandes der aufeinanderfolgenden Gerüstböcke auskragend, befestigt und die Stützpfosten als Führung für den Bohrer zur Herstellung des Bohrloches im Boden verwendet.

Personalnachrichten.

Preußen. Der Hafen-Oberbaurat Georg Schmidt aus Danzig ist zum preußischen Regierungs- und Baurat (W.) wiederernannt und der Verwaltung der Märkischen Wasserstraßen in Potsdam zur Dienstleistung überwiesen worden.

Versetzt sind: die Regierungsbauräte (W.) Dr.-Ing. Groth vom Wasserbauamt II in Minden i. Westf. als Vorstand an das Wasserbauamt in Berlin, Strasburger vom Wasserbauamt in Tilsit als Vorstand an das Wasserbauamt II in Minden i. Westf., Lahrs vom Wasserbauamt in Münster i. Westf. nach Tilsit zur Verwaltung des Wasserbauamts, Dr.-Ing. Bauer vom Kanalbauamt in Neuhaldensleben an das Wasserbauamt in Münster i. Westf.

Die Staatsprüfung hat bestanden der Regierungsbauführer Werner Koch (Eisenbahn- und Straßenbaufach).

INHALT: Technische Reiseeindrücke in Rußland. — Betriebserfahrungen mit dem selbsttätigen hydraulischen Dachwehr Patent Huber und Lutz. — Selbsttätige Signalanlagen für die Sicherung von Zugfahrten. — Zur Frage der Abdichtung von Bauwerken. — Vermischtes: Beton u. Eisen, Internationales Organ für Betonbau. — J. Melan 75 Jahre alt. — Herbsttagung der Deutschen Gesellschaft für Bauingenieurwesen am 12. November. — 9. Tagung für wirtschaftliches Bauen am 27. und 28. September 1928 in München. — Abwasserreinigungsanlage für die Stadt Flint, Mich. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang BERLIN, 14. Dezember 1928 Heft 53

Bücherschau.

Der Eisenwasserbau. Von Prof. Dr.-Ing. H. Kulka, Hannover. 323 S. mit 383 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 29 R.-M., geb. 31 R.-M.

Von dem Werke liegt der erste Band vor, in dem die Theorie und die Konstruktion der beweglichen Wehre behandelt wird, während dem zweiten Bande, dessen Erscheinen hoffentlich nicht zu lange auf sich warten läßt, die eisernen Schleusentore, Docks, Schiffshebewerke, Wasserbehälter und Kanalbrücken vorbehalten sind. Es könnte auffällig erscheinen, daß den die Einleitung bildenden mathematischen Grundlagen ein so ausgedehnter Raum (39 Seiten) zugebilligt worden ist, und daß weitere 45 Seiten — auf die Wehrbauten zusteuernd — den Wasserdruck gegen eine Zylinderwand behandeln, zumal da diese beiden Teile für den entwerfenden Ingenieur keine leichte geistige Kost bieten. Bald aber liest man sich hinein und empfindet Freude über die klare Abgrenzung und die verständliche Behandlung des vorgetragenen Stoffes. Auch der Anfang des Hauptabschnittes „Die beweglichen Wehre" wird noch von den mathematischen Unterlagen beherrscht; dann aber leiten Erörterungen über die konstruktive Durchbildung der Stauwand und eine Kritik der Stauwandformen zu den verschiedenen Arten der beweglichen Wehre über. Von diesen werden die Ständer-, Schützen-, Segment-, Walzen- und Klappenwehre — unter dankenswerter Bezugnahme auf entsprechende Ausführungen — sowohl hinsichtlich ihrer Berechnungen als auch in bezug auf ihre Ausführungsweise in erschöpfender Weise besprochen, während ein weiterer Abschnitt, der von Direktor Schiebeler der AEG zu Berlin herrührt, den elektrischen Ausrüstungen gewidmet ist. Am Schlusse eines jeden Abschnittes wird eine gedrungene aber erschöpfende Kritik unter sorgfältiger Abwägung der Vor- und Nachteile gegeben. Zahlreiche Fußnoten bieten dem Leser einen ergiebigen Quellennachweis.

Vielleicht wäre es zweckmäßig gewesen, die Gründe anzugeben, die gegen die Anwendung der nicht behandelten Wehre sprechen, und zwar insbesondere hinsichtlich der Nadel- und Trommelwehre, die doch nicht ausschließlich geschichtliches Interesse (S. 107) haben. Wenn ich weiterhin erwähne, daß das Schütz sächlichen, nicht wie es gelegentlich (S. 108) vorkommt, männlichen Geschlechts ist, so tue ich dies im Hinblick auf die Lehrtätigkeit des Verfassers, damit sich die wasserbautechnische Jugend nicht einen Provinzialismus zu eigen macht.

Im übrigen läßt sich nur Rühmenswertes berichten. Sowohl der erfahrene Ingenieur als auch der Studierende, beide werden aus dem Buche großen Nutzen ziehen. Bietet der Verfasser, der in glücklichster Weise die Tätigkeit des erfolgreich ausübenden Ingenieurs mit dem segensreichen Wirken des Hochschullehrers verbindet, von vornherein die Gewähr für die einwandfreie Güte des in dem Buche Gebotenen, so zeigt der Verlag auch bei diesem Werke wiederum, wie gute Buchausstattung — gutes Papier, klarer Druck und mustergültige Abbildungen — dem Leser das Studium des Werkes erleichtern und zur Freude machen.

Dr.-Ing. Ottmann.

See-Sport-Park, (See- und Luftsport-Stadion). Von Joseph Nikolaus. 28 S. mit 18 Abb. Hamburg 36, 1928. Verlag von Boysen und Maasch. Preis 5 R.-M.

Der Mensch, als Landlebewesen, ist gewohnt, festen Boden unter den Füßen zu haben. Fast aller Sport, sei die Körperbewegung noch so heftig, hat den festen Erdboden als Grundlage. Bei der ungewohnten Seefahrt macht deshalb die Seekrankheit den Menschen hilflos und handelnsunfähig, und neuerdings stellt die immer zunehmende Luftfahrt noch ganz andere Bedingungen. Joseph Nikolaus, 1916/17 Gründer und Leiter der Turnhallen des Marinekorps in Flandern, will den Menschen durch „See- und Luftsport" an diese neuen Aufgaben gewöhnen, nicht nur dadurch der Seekrankheit und der Luftkrankheit vorbeugen, sondern auch den Sportler ertüchtigen, daß er auf schwankendem Schiffsboden, im taumelnden Flugzeug, beim Fallschirm-Absprung, in der Luft-Akrobatik seinen Körper in der Gewalt und seinen Geist, sein Gleichgewichtsgefühl, gefestigt hat, um auch da, wo alles schwankt, das höchste leisten zu können.

Der Gedanke ist zweifellos gut. Nikolaus hat eine Anzahl Apparate erfunden: Den Laufsteg, der die rollende, stampfende und schlingernde Bewegung des Schiffsbodens nachahmt, die Drehscheibe und den Kreisschwinger auf schwankendem Ponton, Seeschaukel, Schlingerturm usw. In Idealplänen hat er diese Sonderapparate zu einem großen „See- und Luftsport-Stadion" vereinigt.

Nur wenige Städte, Großstädte an der See, und vielleicht noch Berlin, kommen für solch ein Stadion in Betracht. Aber die Sonderapparate lassen sich einzeln überall den bestehenden Sportanlagen — bald mehr, bald weniger — angliedern. Deshalb ist dieses Buch, das des Nachdenklichen und Anregenden vieles enthält, und vielleicht den Anfang einer neuen Sportrichtung bedeutet, jedenfalls den neuzeitlichen Erfordernissen, die den Menschen zu einem Luft-Amphibium machen wollen, entgegenkommt, den Sportinteressenten und Sportbüchereien bestens zu empfehlen.

Stadtbaurat Morgenschweis.

Aus der Praxis des Veranschlagens von Eisenbetonbauten. Von Ingenieur K. Lerche. 2. Aufl. 76 S. mit 22 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 4 R.-M.

Die zweckmäßige Veranschlagung von Eisenbetonbauten setzt zwar ein erhebliches Maß an persönlichen Erfahrungen voraus, bedarf aber auch allgemeiner bezw. an anderer Stelle ermittelter Vergleichswerte. Aus diesem Grunde hatte der Verfasser eine Reihe von praktisch gewonnenen Ergebnissen zusammengestellt, ausgewertet, erläutert und in der ersten Auflage dieses Buches[1]) der Öffentlichkeit übergeben. Die nunmehr vorliegende zweite Auflage hat eine wesentliche Bereicherung des Inhaltes und damit eine erhebliche Vergrößerung des Umfanges erfahren.

Im ersten Abschnitt, der die Ermittlung der Massen für die Kalkulation enthält, sind Angaben über den Eisenbedarf kreuzweise bewehrter Eisenbetonplatten und von Pilzdecken sowie über Eisenbetonstützen im Hochbau hinzugefügt. Neu sind die Ausführungen über die wirtschaftliche Ausbildung von Stützmauern und über die Abschätzung des Materialbedarfes für Turbinenfundamente. Außerdem sind Zweigelenkbogenbrücken in bezug auf ständige und bewegliche Belastung sowie unter Berücksichtigung der Dehnung eines gegebenenfalls angeordneten Zugbandes behandelt.

Der zweite Abschnitt bringt in erstmaliger Bearbeitung die Kalkulation der zu den Eisenbetonarbeiten gehörigen Tiefbauarbeiten. Für die Wasserhaltung finden sich die wesentlichsten Unterlagen und Zahlenwerte zur Preisberechnung. Die Rammarbeiten sind gegliedert in einmalige Kosten, Betriebskosten auf den Rammtag, Rammleistung je Schicht und Materialkosten.

In dem nunmehr dritten Abschnitt, der Kalkulation der Löhne im Eisenbetonbau, ist bei den Betonarbeiten die Verwendung einer Betongießanlage neu berücksichtigt; bei den Schalungsarbeiten sind Angaben über abgebundene Lehrgerüste hinzugefügt. Die Erörterungen über Lohnzuschläge, Kosten für Baustelleneinrichtung, Baustoffbeförderung usw. sind ebenfalls erweitert.

Wertvoll ist ferner ein Hinweis zur Zusammenstellung und Auswertung der Selbstkosten gleichartiger Bauten. Auch die übrigen, hier nicht besonders erwähnten Abschnitte sind überarbeitet bezw. erweitert worden.

Das Buch bietet für die Veranschlagung von Eisenbetonbauten aus der Praxis gewonnene zweckmäßige Hinweise, die allen mit der Preisberechnung beschäftigten Fachgenossen willkommen sein werden; seine Anschaffung ist daher sehr zu empfehlen. Dr.-Ing. Roll.

Amerikanischer Eisenbau in Bureau und Werkstatt. Von F.W. Dencer, C. E. Oberingenieur im Werk Gary der „American Bridge Company", Mitglied der „American Society of Civil Engineers" und der „Western Society of Engineers". Deutsche Übersetzung von Dipl.-Ing. R. Mitzkat, Hörde. XII u. 366 S. mit 328 Textabb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 32 R.-M.

In dem vorliegenden, von Dencer über den amerikanischen Eisenbau geschriebenen und von Mitzkat ins Deutsche übersetzten Buch werden alle in den technischen Bureaus und in den Werkstätten amerikanischer Eisenbauanstalten für die Herstellung von Eisenbauten zu verrichtenden Arbeiten eingehend beschrieben. Die Abhandlungen umfassen den Brückenbau, den Hochbau, den Schiffbau und den Behälterbau. Der Erläuterung der Organisation und der Einrichtung der Eisenbauwerkstätten folgen Abhandlungen über die Vergebung von Aufträgen, über Ingenieure und Konstrukteure, über die Arbeitsweise in den Zeichensälen und über alle beim Brückenbau, Hochbau, Industriebau, Schiffbau und Behälterbau für den Entwurf und für die Materialbestellung zu beachtenden Gesichtspunkte.

Weiter werden erörtert das Material, der Weg des Materials in der Werkstatt, die Herstellung von Schablonen, das Vorzeichnen und alle in der Werkstatt zu verrichtenden Arbeitsweisen, auch die Hebezeuge und die Prüfung und Abnahme in der Werkstatt. Auch von der Reinigung und dem Rostschutz der Eisenteile ist die Rede. Den Schluß des Buches bilden Betrachtungen über wirtschaftliche Arbeitsweisen und über Zeichnungs- und Werkstattfehler.

Wenn sich die amerikanischen Arbeitsweisen auch nicht ohne weiteres auf deutsche Verhältnisse übertragen lassen, so gibt uns das Buch doch sehr wertvolle Fingerzeige, wie auch in manchen unserer Eisenbauanstalten wirtschaftlichere Einrichtungen und Arbeitsweisen eingeführt werden können.

Das Buch wird den Konstrukteuren der Eisenbauanstalten, den in der Werkstatt tätigen Ingenieuren und den Leitern von Eisenbauanstalten von großem Nutzen sein, aber auch den Brückeningenieuren, die Brücken zu vergeben und abzunehmen haben, sehr willkommen sein. Auch die Studierenden werden an der Hand des Buches einen guten Einblick in das verwickelte Getriebe einer Eisenbauanstalt gewinnen. Allen diesen Interessenten sei das Studium des Buches warm empfohlen. Schaper.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1926, Heft 10, S. 118.

Beton-Kalender 1929. Taschenbuch für den Beton- und Eisenbetonbau. 23. Jahrgang. Teil I: XVI u. 512 S., Teil II: VIII u. 420 S. mit 370 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis: I. Teil geb., II. Teil geh. 7 R.-M.

Der in allen Fachkreisen bestens bekannte und geschätzte Beton-Kalender ist im 23. Jahrgang erschienen. Er bedarf keiner besonderen Empfehlung mehr, denn er hat sich seit vielen Jahren durch seinen Inhalt von selbst eingeführt. Es ist selbstverständlich, daß neue Forschungen und Erfahrungen im Beton- und Eisenbetonbau im neuen Jahrgang soweit wie möglich berücksichtigt worden sind. Dies ist erforderlich, wenn man den neuesten Stand der Technik eines Fachgebietes in gedrängter Form wiedergeben will, wie es im Beton-Kalender seit vielen Jahren in bester Weise geschieht. Besonders zu erwähnen ist im ersten Teil die Durcharbeitung und Ergänzung der Kapitel „Zementmörtel und Beton, Luftmörtel und hydraulische Mörtel" und „Festigkeitsberechnung der Eisenbetonquerschnitte", die Ergänzung der Eisenbetonbestimmungen verschiedener Länder durch diejenigen von Österreich, Rußland und der Tschechoslowakei, die Aufnahme der tschechoslowakischen Zementnormen, die Vervollständigung der allgemeinen Baubestimmungen. Bei der Zusammenstellung der Verbände und Vereine wäre vielleicht auch die Bimsindustrie zu berücksichtigen, die für den Betonbau nicht ohne Bedeutung ist. Auch auf die von der Deutschen Reichsbahngesellschaft herausgegebene neue Anweisung für Mörtel und Beton (AMB) sei hingewiesen. Neue zeitgemäße Bearbeitungen bringt auch der zweite Teil, der sich mit den praktischen Anwendungsformen der Beton- und Eisenbetonbauweise befaßt. Beispielsweise ist eine gute Übersicht über den neuzeitlichen Straßenbau gegeben, Mauerwerkbau im Ingenieurbau, Wände, Pfeiler und Säulen im Hochbau, massive Decken, Dachbauten, Flüssigkeitsbehälter, Balkenbrücken, gewölbte Brücken, Wehre, Staumauern und Wasserkraftanlagen sowie Rohre, Betonwaren und Betonwerkstein sind neu bearbeitet worden.

Der Beton-Kalender wird auch in seiner neuen Fassung und der durch den rührigen Verlag geschaffenen handlichen Form und guten Ausstattung allen Fachgenossen das gewöhnte willkommene Hilfsmittel bei bautechnischer Arbeit sein. W. Petry.

Gewölbetabellen. Vereinfachungen für Entwurf und Berechnung statisch bestimmter und unbestimmter Gewölbe. Von Dr.-Ing. F. Kögler. 104 S. mit 29 Abb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 7,50 R.-M.

Das Entwerfen gewölbter Brücken erfordert bei den heutzutage gebotenen Anforderungen an die Genauigkeit der Rechnung und an die Baustoffausnutzung oft zeitraubende Vergleichsuntersuchungen, weil ein brauchbares Rechnungsergebnis nur bei einigermaßen zutreffenden Annahmen über Form und Stärke des Gewölbes erwartet werden kann.

Mit dem vorliegenden Buch wird bezweckt, das bisher übliche Verfahren durchgreifend zu vereinfachen, indem alle wesentlichen Größen in Tabellenform, bezogen auf das Stichverhältnis und die von der Überschüttungshöhe abhängige Belastungsziffer, angegeben werden. Wie in der Einleitung des Buches nachgewiesen ist, sind durch diese Grundmaße alle in den praktischen Grenzen liegenden Möglichkeiten der Gewölbegestaltung genügend genau zu erfassen.

Zahlentafeln über den Verlauf der Stützlinie aus ständiger Last und den Betrag des zugehörigen Bogenschubes des nach der Stützlinie geformten Gewölbes leiten das Tabellenwerk ein. Weiter sind u. a. Tafeln zur Ermittlung der Wirkungen der Verkehrslast und der übrigen im eingespannten Gewölbe auftretenden Einflüsse gegeben. Ergänzende Formeln und Hilfstafeln ermöglichen die Anwendung der ersterwähnten Tabellen auch für Sonderfälle, wie z. B. für gekrümmte und durchgehend oder beiderseitig geneigte Fahrbahn sowie für steigende Kämpferlinie.

Bemerkenswert sind die in einem besonderen Abschnitt enthaltenen Anleitungen für den Ausgleich der beim Ausrüsten entstehenden Zusatzspannungen, insbesondere nach dem vom Verfasser hierfür neuerdings vorgeschlagenen Verfahren der Verlagerung der Gewölbemittellinie gegen die Stützlinie. An dieser Stelle wäre auch ein Hinweis auf das den gleichen Zweck verfolgende Gewölbeexpansionsverfahren nach Färber angezeigt gewesen.

Am Schlusse des Buches wird noch kurz auf die Formgebung des eingespannten Gewölbes unter Berücksichtigung der Verkehrslast eingegangen und an einem durchgerechneten Beispiel gezeigt, daß die Gepflogenheit, die Gewölbeform nach der Stützlinie für $g + \frac{p}{2}$ zu bestimmen, von der günstigsten Lösung nur wenig abweicht.

Eingehende Erläuterungen sowie Zahlenbeispiele für das Dreigelenkgewölbe und das eingespannte gelenklose Gewölbe erleichtern die Einarbeitung in das Buch für den entwerfenden Ingenieur.

Bei einer Neuauflage wird es sich empfehlen, die Tabellen zusammenhängend am Schlusse herausklappbar einzuheften und die auf beide Grundmaße bezogenen Zahlentafeln in nomographischer Darstellung zu bringen, letzteres, um die bei der jetzigen Darstellung ziemlich mühsame Berechnung der Zwischenwerte zu erleichtern. Sehr nützlich wäre auch eine Tafel über die Belastungsgleichwerte der neuen Reichsbahnlastenzüge.

Unbeschadet dieser Anregungen ist das Buch für den mit dem Entwerfen gewölbter Brücken befaßten Ingenieur ein wertvolles Hilfsmittel, indem es ihn von geisttötender Rechenarbeit entlastet und ihm ermöglicht, die dadurch gewonnene Zeit und Arbeitskraft auf die schärfere Durchrechnung des Bauwerks zu verwenden. Seine Anschaffung ist mithin jedem Fachmann zu empfehlen. Knauf.

Handbuch für Eisenbetonbau. Herausgegeben von Dr. Dr. techn. h. c. F. Emperger. 4. Auflage. VI. Band. Hochbau II. Teil. Dachbauten, Kragdächer, Schalen und Rippenkuppeln. Bearbeitet von Oberingenieur H. J. Kraus und Oberingenieur Dipl.-Ing. Fr. Dischinger. XVI u. 390 S. mit 584 Textabb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 25,50 R.-M., geb. 28 R.-M.

Der erst vor acht Monaten erschienene XII. Band der dritten Auflage mußte dank dem lebhaften Interesse, das er gefunden hat, in vierter Auflage herausgebracht werden und liegt nunmehr, infolge der Neueinteilung der vierten Auflage, als VI. Band vor. Der Titel ist insofern nicht ganz richtig, als die „Kragdächer" nur als kleiner Unterabschnitt (12 S.) der „Dachbauten" neu eingefügt sind; sie waren bisher in anderen Bänden verstreut. Weitere Ergänzungen waren wegen der kurzen Aufeinanderfolge der beiden letzten Auflagen naturgemäß nicht erforderlich.

Das 1. Kapitel „Dachbauten", bearbeitet von H. J. Kraus, Oberingenieur der Allgemeinen Hochbau-Gesellschaft A.-G., Düsseldorf, enthält die drei Abschnitte „Ausführungsbeispiele", „Bauliche Einzelheiten" und „Kragdächer". Im ersten Abschnitt wird eine große Anzahl praktischer Beispiele von Balken-, Bogen- und Rahmendächern vorgeführt. Die „Baulichen Einzelheiten" geben das Wichtigste über Dachplatten und Pfetten, Isolierungen zum Wärmeschutz und zur Verhütung von Schweißwasserbildung und über Eindeckung der Eisenbetondächer. Bei den „Kragdächern" werden Verladerampen, Tribünen, Bahnsteighallen beschrieben und die Kragkonstruktionen an Oberlichtern, Dehnungsfugen und Gesimsen erwähnt.

Im 2. Kapitel „Schalen und Rippenkuppeln", bearbeitet von Dipl.-Ing. Fr. Dischinger, Oberingenieur der Dyckerhoff & Widmann A.-G., Biebrich a. Rh., werden zunächst die „Schalen" behandelt. Den Hauptteil nehmen hier theoretische Untersuchungen ein, und zwar werden die Membrantheorie der Rotationsschalen, die Theorie der biegungssteifen Rotationsschale, die Membrantheorie bei achsensymmetrisch belasteten Schalen mit elliptischen und beliebigen, stetig gekrümmten Grundrissen und die Theorie der Schalen mit rechteckigem und vieleckigem Grundriß erläutert. Erwähnenswert sind hier die neuartigen Zeiss-Dywidag-Schalengewölbe, als deren Miterfinder der Verfasser gilt. Ausgeführte ältere und neuere Beispiele zeigen die Fortschritte auf diesem Sondergebiete des Dachbaues.

Ein Abschnitt „Rippenkuppeln und Zeltdächer" behandelt Berechnung und Ausführung einer Reihe der bekanntesten Bauten dieser Art.

Literaturverzeichnisse zu allen Abschnitten geben die Möglichkeit zu weiterem Eindringen in die in Frage kommenden Gebiete.

Einer besonderen Empfehlung bedarf der vorliegende Band nicht, da der bereits erwähnte rasche Absatz der dritten Auflage Beweis genug ist für den Anklang, den er in der Fachwelt gefunden hat.

Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Ingenieurbauten der Deutschen Reichsbahn. Herausgegeben von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft. 104 S. mit 170 Abb. Berlin 1928. Verkehrswissenschaftliche Lehrmittelgesellschaft m. b. H. bei der Deutschen Reichsbahn. Preis in Leinen geb. 15 R.-M.

Eine „Bildsammlung", so wird im Vorwort das Wesen des schön ausgestatteten Buches treffend bezeichnet. Es stellt in vier scharf getrennten Abschnitten, von denen derjenige über die eisernen Brücken die Hälfte des Inhaltes ausmacht, weit mehr dar als eine Sammlung guter Bilder schlechthin. Für den entwerfenden Ingenieur bedeutet es eine Quelle wertvoller Angaben über gute Lösungen in den verschiedensten Fällen, und es wird ihm gerade hinsichtlich der neueren Bauwerke das mühsame Aufsuchen in Zeitschriften ersparen. Der glückliche Gedanke, das Werk als „Bildsammlung" herauszugeben, ist m. E. deswegen so begrüßenswert, weil man in dem sonst üblichen Zwischentext das gerade Interessierende meist schwer findet. Dafür wird hier unter jedem dargestellten Bauwerk, außer dem Ort und der Zeit seiner Erbauung, stichwortartig das Wesentliche über System, Stützweite und Material mitgeteilt. Ebenfalls muß als Vorzug bezeichnet werden, daß nur Bilder solcher Bauten Aufnahme fanden, die sich durch Schönheit, Zweckmäßigkeit, Größe oder Besonderheiten in der Form oder im Baustoff auszeichnen. In jedem Abschnitt sind die Bauten nach dem Jahr ihrer Entstehung geordnet, so daß klar vor Augen geführt wird, wie sich mit fortschreitender Entwicklung unserer Ingenieurbaukunst das Streben nach Einfachheit in Form und Linienführung immer mehr bemerkbar macht.

Der erste Abschnitt enthält außer den beiden aus der zweiten Hälfte des vorigen Jahrhunderts stammenden Schiffbrücken bei Maxau und Speyer noch 28 Massivbrücken, die in Stein oder Beton ausgeführt sind.

Der zweite — wie bereits oben gesagt — weitaus größte Abschnitt ist den eisernen Brücken gewidmet. Von der in den Jahren 1861/63 in Schweißeisen ausgeführten Straßen- und Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Konstanz folgen in bunter Abwechslung vorzügliche Bilder von festen und beweglichen Brücken bis zu der im vorigen Jahre aus Siliziumstahl erbauten Eisenbahnbrücke über die Weser bei Bremen-Dreye.

Der dritte Abschnitt bringt außer den bekannten großen Bahnsteighallen aus Eisen noch einige neuere Ausführungen von Bahnsteigdächern in Holz.

Ein kurzer letzter Abschnitt enthält die Abbildungen von Wassertürmen, darunter auch einen solchen in Eisenkonstruktion, die alle beredtes Zeugnis davon ablegen, wie der Ingenieur heute bemüht ist, auch die reinen Zweckbauten möglichst künstlerisch zu gestalten.

Zweifellos bietet das vorliegende Werk eine Fülle von Anregungen für den Fachmann und vermittelt durch die gefällig wirkenden Kupfertiefdrucke auch dem Laien einen guten Einblick in den hohen Stand unserer heutigen Ingenieurbaukunst. Herrfeldt.

Anweisung für Mörtel und Beton (AMB). Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Amtliche Ausgabe. 66 S. mit zahlreichen Abbildungen und Tafeln. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis steif geh. 4 R.-M.

Die in den letzten Jahren im Fachschrifttum nachdrücklich erhobene Forderung „Mehr Kenntnis der Baustoffe" bezweckt, unter Beachtung wirtschaftlicher Gesichtspunkte insbesondere für den Beton- und Eisenbetonbau die Gewährleistung der Güte der Ausführung zu fördern. Da dieses Ziel nur erreicht werden kann, wenn bei allen beteiligten Kreisen ein weitgehendes Verständnis für die Eigenschaften der Baustoffe, ihre Auswahl und Verarbeitung vorhanden ist, hat die Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft unter Mitwirkung hervorragender Fachleute und der einschlägigen wissenschaftlichen Fachvereine die bisherigen Erfahrungen zusammengestellt und in dem vorliegenden Werk als Dienstvorschrift in zum Teil belehrender Form herausgegeben.[1])

Da es im Rahmen dieser kurzen Besprechung nicht möglich ist, auch nur einigermaßen auf den reichen Inhalt des Werkes einzugehen, mag hier eine kurze Übersicht des behandelten Stoffes genügen.

Der erste Abschnitt enthält die Bestandteile von Mörtel und Beton. Unter den Bindemitteln sind Kalke, Zemente (natürliche und künstliche) sowie hydraulische Zuschläge behandelt und in ihrem Wesen erläutert. Es folgen die festen Zuschlagstoffe in natürlichem Zustande und bei künstlicher Aufbereitung sowie Angaben über das Anmachwasser.

Der zweite Abschnitt beschäftigt sich mit Mörtel und Beton als Baustoff. Von seinen Eigenschaften sind die Kornzusammensetzung, der Wasserzusatz, die Wasserundurchlässigkeit und die Festigkeit erörtert. Für die Zubereitung, Verarbeitung und Nachbehandlung werden Vorschriften gegeben. Auch die Einwirkungen durch Wärme und Feuchtigkeit, mechanische und chemische Angriffe sind im wichtigsten besprochen. Es folgen Richtlinien für die Wahl des Mörtels für Mauerzwecke und Putz sowie für die des Betons unter Verwendung von Kalk, Zement, mehrerer Bindemittel und für Sonderzwecke. Hier schließen Tafeln über den Stoffbedarf für fertigen Mörtel, Beton und für verschiedene Bauarbeiten an.

Der dritte Abschnitt umfaßt die Bauüberwachung. Beginnend mit der chemischen Baugrunduntersuchung finden sich hier Angaben über die Lagerung der Bindemittel und ihre Prüfung auf Abbinden, Raumbeständigkeit und Gewicht. Die weiteren Untersuchungen erstrecken sich auf die Zuschlagstoffe in bezug auf Reinheit und Kornzusammensetzung sowie auf das Anmachewasser und das Eisen. Zur Prüfung des Betons auf Steifigkeit bezw. Festigkeit (Würfel- und Balkenversuch) folgen nähere Anweisungen. Ferner finden sich Richtlinien für die Überwachung der Bauausführung, für die Anlage des Bautagebuches und die Zusammenarbeit zwischen Baustelle und Prüfungsstelle.

Die Anlagen enthalten Bestimmungen für die chemische Untersuchung von Boden, Wasser und Beton sowie für die Anfertigung von Würfel- und Balkenproben.

Der gesamte Wortlaut ist durch zahlreiche Abbildungen, Zahlentafeln und Schaubilder unterstützt; die reichlich vorhandenen Quellenhinweise gestatten, über das betreffende Gebiet auch an anderer Stelle nähere Auskünfte schnell zu finden. Außerdem ist ein Sachverzeichnis sowie eine Übersicht über das einschlägige Schrifttum beigefügt.

Das Werk enthält in klarer und knapper Form alles für die Praxis Wesentliche aus dem Gebiete der Zubereitung und Verarbeitung von Mörtel und Beton. Der sorgfältig zusammengestellte Inhalt vermag eingehende Erkenntnisse zu vermitteln und wird dem Buche auch über den eigentlichen Bereich hinaus weite Verbreitung und Beachtung sichern. Da auch Druck und Ausstattung als sehr zweckmäßig anzusprechen sind, sollte kein Baufachmann versäumen, sich das Werk anzuschaffen.

Dr.-Ing. Roll.

Berechnung statisch unbestimmter Systeme. Von Prof. Ing. J. Rieger, Brünn. I. Teil. Der einfache Rahmenträger. V u. 185 S. mit 62 Textabb. und 50 Tafeln. Leipzig und Wien 1928. Verlag von Franz Deuticke. Preis geh. 15 R.-M., geb. 17,40 R.-M.

Das hier in deutscher Sprache vorliegende Werk ist zuerst 1925 in tschechischer Sprache erschienen, worauf 1926 eine französische Ausgabe folgte.

Der Verfasser bringt ein neues, allgemeines Verfahren zur Berechnung von Rahmen, das er als „Methode der statischen Momente der Momentenflächen in bezug auf bestimmte Achsen" bezeichnet. Er leitet zu diesem Zweck aus dem (erweiterten) Satze von Castigliano einige Sätze ab, deutet sie als statische Momente von Belastungsflächen und zeigt ihre Anwendung hauptsächlich auf die Berechnung der wichtigsten einfachen Rahmenformen für verschiedene Belastungen. Ein größeres Zahlenbeispiel (Eisenbetonrahmenbinder) erläutert die Anwendung des Verfahrens. Auch der beiderseits eingespannte und der durchlaufende Träger, letzterer unter Benutzung der Clapeyronschen Gleichung, werden behandelt.

Für bestimmte Belastungsfälle und Rahmenformen können die Momente aus den Tafeln unmittelbar entnommen werden.

Schließlich möge noch auf den vom Verfasser entworfenen logarithmischen Eisenbetonrechenschieber hingewiesen werden (Tafel A des Anhangs), dessen Anwendung er im erwähnten Zahlenbeispiel zeigt.

Das hier angedeutete Berechnungsverfahren dürfte sich in der Praxis wegen seiner Einfachheit als zweckmäßig erweisen, so daß das Buch zur Anschaffung empfohlen werden kann. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 44, S. 655 u. 656.

Statische Tabellen. Belastungsangaben und Formeln zur Aufstellung von Berechnungen für Baukonstruktionen. Herausgegeben von Franz Boerner, beratender Ingenieur in Düsseldorf. 9. Auflage. XII u. 415 S. mit 370 Textabbild. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 8 R.-M., in Leinen geb. 9 R.-M.

Die Gesamtanordnung der früheren Auflagen des bewährten, dem Bauingenieur unentbehrlichen Werkes ist in der neuen Auflage beibehalten worden. Im einzelnen sind jedoch einige Teile neu aufgenommen.

Der I. Abschnitt ist durch den Teil „Zeichen in der Statik, Festigkeitslehre, Werkstoffprüfung für Form- und Stabeisen, Bleche" erweitert.

Zahlreiche in der letzten Zeit erlassene amtliche Bestimmungen und Vorschriften sind ebenfalls neu aufgenommen und zwar:

1. Bestimmungen über die zulässige Beanspruchung und Berechnung von Konstruktionsteilen aus Flußstahl und hochwertigem Baustahl sowie aus Gußeisen usw. vom 25. II. 1925.
2. Drei Erlasse betr. Auslegung verschiedener Hochbaubelastungsbestimmungen.
3. Erlaß betr. statische Berechnung von Riegeln eiserner Fachwerkwände.
4. Erlaß betr. baupolizeiliche Zulassung von Schlackensteinen usw.
5. Erlaß betr. Schornsteine aus Betonkaminsteinen.
6. Vorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (B E) vom 25. II. 1925 (Auszug).
7. Vorläufige Vorschriften für die Lieferung von Eisenbauwerken aus Siliziumbaustahl.
8. Vorläufige Bestimmungen für Holztragwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (B H) vom 12. XII. 1926 (Auszug).
   (Im Inhaltsverzeichnis steht 1916 statt 1926.)
9. Vorläufige Fertigungsvorschriften für Eisenbauwerke der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft (Auszug).
10. Straßenbrücken (DIN 1071 u. 1072).
11. Normen für Starkstromleitungen usw. (Auszug).
12. Bahnkreuzungsvorschriften für fremde Starkstromanlagen (Auszug).
13. Erlaß betr. statische Berechnung der Masten für elektrische Freileitungen.

Die Aufnahme dieser Vorschriften erhöht den Wert der „Statischen Tabellen" zweifellos. Soweit bekannt, ist es das erstemal, daß der Wust von Bauvorschriften hier gesammelt ist. Dem Baufachmann wird dadurch die Arbeit nicht unwesentlich erleichtert.

Im III. Abschnitt ist Teil C „Knickfestigkeit" entsprechend den neuen Vorschriften umgearbeitet und erweitert worden, eine vollständige Tabelle der ω-Werte ist beigegeben, so daß die Zwischenschaltungsberechnungen bei den meisten Werten für λ erspart werden. Hier sei auch erwähnt, daß bei den Tabellen über zusammengesetzte Profile die für das ω-Verfahren wichtigen Trägheitshalbmesser hinzugefügt sind.

Der Abschnitt über Profil-Tabellen ist entsprechend DIN vollständig umgearbeitet worden. — Eine erhebliche Erweiterung hat die Behandlung der durchlaufenden Träger erfahren.

In künftigen Auflagen wäre die Anordnung von Fähnchen, die das Aufschlagen der betreffenden Abschnitte erleichtern würden, sehr zu empfehlen. Diese Fähnchen könnten etwa bei folgenden Abschnitten angeordnet werden: Belastungsangaben, zulässige Beanspruchungen, ●, ■, Profil-Tabellen, ╪,][, Gewichtstafeln, Schrauben.

Einer besonderen Anpreisung bedarf der zuverlässige, unentbehrliche Ratgeber des Ingenieurs nicht. Doch sei betont, daß alle vorgenommenen Änderungen durchweg beträchtliche Verbesserungen darstellen. Der geringe Preis des ausgezeichneten Buches steht in keinem Verhältnis zu seiner vielfältigen Verwendbarkeit. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Stahl und Eisenbeton im Geschoßgroßbau. Ein wirtschaftlicher Vergleich von Dr. techn. Gustav Spiegel. 37 S. mit 5 Abb. und 25 Zahlentafeln. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 1,90 R.-M.

Die vorliegende kritisch eingestellte Arbeit ist entstanden auf Grund der als Dissertation eingereichten Schrift: „Vergleichende Betrachtungen über die Wirtschaftlichkeit der Verwendung von Eisen und Eisenbeton im Geschoßgroßbau" von Dr.-Ing. E. Frank. Während der erste Teil der Abhandlung zu den Untersuchungen Franks in ihren Ergebnissen und Schlußfolgerungen Stellung nimmt, bringt der zweite Abschnitt vom Verfasser durchgeführte Vergleiche der beiden Bauweisen in bezug auf Wirtschaftlichkeit und Nutzwert für einen Großgeschoßbau.

Frank war zu der Auffassung gelangt, daß der Eisenbeton für die erwähnte Gebäudeart als günstigere Bauweise anzusprechen sei. Unter Anwendung teilweise abgeänderter Deckeneinteilungen usw. gibt nun der Verfasser eine weitere Gliederung, Berichtigung und Ergänzung der von Frank ermittelten Kostenaufstellung. Hierbei kommt er schließlich zu dem Ergebnis, daß unter Berücksichtigung der Ausführungsweise und Herstellungsfristen, des Nutzwertes und der Grundstückskosten sowie der für Unterhaltung usw. notwendigen Aufwendungen dem Stahlbau der Vorzug gebühre.

Manchen Beanstandungen, die der Verfasser gegen die Ausführungen von Frank geltend macht, wird man beistimmen können. Es würde jedoch zu weit führen, hier auf Einzelheiten oder gar Zahlenwerte näher einzugehen. Die Frage der günstigsten Bauweise für Geschoßgroßbauten dürfte sich kaum so einfach und bindend mit allgemeiner Gültigkeit entscheiden lassen. Nur die sorgfältige Prüfung und Beachtung der jeweiligen örtlichen Verhältnisse kann eine Grundlage dafür schaffen, ob im Einzelfall ein solches Bauwerk aus Stahl oder Eisenbeton auszuführen ist.

Für die hierzu erforderlichen Vorarbeiten und Vergleichsaufstellungen bietet die Schrift zahlreiche Anhaltspunkte und Hinweise, so daß sie verdient, gelesen zu werden. Dr.-Ing. Roll.

Das Betonieren bei Frost. Von Ingenieur Franz Böhm, Graz. 70 S. mit 40 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis steif geh. 3,60 R.-M.

Bei allen Betonarbeiten, vornehmlich aber beim Gußbeton ist größte Vorsicht am Platze, wenn die Lufttemperatur unter + 5° heruntergeht. Die amtlichen Bedingungen schreiben alsdann längere Schalungsfristen vor. Damit ist es aber allein nicht getan. Noch vieles bleibt zu beachten, wenn man ohne Gefahr für das Bauwerk auch bei Frostwetter arbeiten will. Dies muß vor allem in Gegenden mit langen kalten Wetterperioden oder bei unaufschiebbaren Betonarbeiten der Fall sein. In unserem mehr milden Klima wird man wohl auch heute noch in den meisten Fällen Betonarbeiten in der nur kurzen Frostzeit vermeiden. Ich denke hier vor allem an hochwertige Eisenbetonbauten mit meist sehr dünnen Wänden, die dem Frost und vor allem kalten Winden stark ausgesetzt sind. Dennoch wird jeder Bauleiter immer wieder vor die Notwendigkeit gestellt, bei niederen Temperaturen Betonarbeiten durchführen zu lassen. Um dieses mit Erfolg zu tun, bedarf es der Kenntnis des vielseitigen Betonschutzes sowohl für das Rohmaterial als auch für den fertigen Beton. Hierfür wird das genannte Buch ein gern gesehener Ratgeber sein. Unterstützt durch gute Abbildungen ist der Stoff übersichtlich und leicht verständlich dargestellt. Es sei noch darauf hingewiesen, daß Hochofenzement, der sonst zur Gußbetonbereitung sehr zweckmäßig ist, im Winter besondere Vorsicht erfordert. Auch wird man die sonst oft zweckmäßige eiserne Schalung im Winter unbedingt meiden. Bei Holzschalung empfiehlt es sich, rauhe ungehobelte Schalbretter mit Nut und Feder zu wählen, da diese den besten Kälteschutz bieten. Ein besonderes Augenmerk richte man auf den richtigen Wasserzusatz beim Gußbeton. Jedes Zuviel ist im Winter besonders schädlich. Man wird daher die Bausiebkurve und den Zementzusatz von vornherein so zu wählen haben, daß man mit einem Mindestmaß von Wasser zwecks Erzielung der Gießfähigkeit auskommt. Im Winter verwendet man besser etwas mehr plastischen Beton. Lange Transportwege, Gießrinnen und Förderbänder, in oder auf denen der Beton stark abkühlt, sind zu vermeiden. Im Winter dürfte die Kübelförderung für größere Mengen das richtige sein.

Der Wetterdienst gibt heute besondere Frostmeldungen aus, die man sich rechtzeitig sichert.

Das Buch von Böhm kann in seiner knappen, klaren Darstellung und wegen des leicht verständlichen Inhaltes ganz besonders auch für den Gebrauch auf der Baustelle empfohlen werden. Es wird allen auf dem Bauplatz tätigen Ingenieuren und Technikern, soweit sie mit Betonarbeiten zu tun haben, aufs beste empfohlen. Spetzler.

Taschenbuch für Bauingenieure. Herausgegeben von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. ehr. Max Foerster, 5. Aufl., 2 Bde. XX u. 2537 S. mit 3238 Textabb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 42,50 R.-M.

Das in der Hauptsache von Professoren der Dresdener Technischen Hochschule bearbeitete bekannte Taschenbuch ist auch diesmal wieder in zwei Bänden erschienen. Gegenüber der vierten Auflage (1922) ist, wie schon der größer gewordene Umfang des Werkes erkennen läßt, in der fünften Auflage viel Neues aufgenommen; dem erfreulichen Fortschritte der Bauingenieurwissenschaften der letzten Jahre ist in allen Teilen ausreichend Rechnung getragen, zu besonderer Bedeutung gelangte Gebiete sind ausgebaut, und manches, was inzwischen hinsichtlich der Theorie und Konstruktion überholt war, ist durch eine zeitgemäße Behandlung neu belebt worden. Auf verhältnismäßig kleinem Raum ist dank der mühevollen Tätigkeit des Herausgebers und seiner Mitarbeiter alles Wissenswerte zwar kurz, aber doch erschöpfend und klar dargestellt.

Der erste Band ist diesmal vor allem den theoretischen Hilfs- und Grundwissenschaften des Bauingenieurwesens (Mathematik, Mechanik, Festigkeitslehre, Baustatik, Eisenbetonbau, Vermessungskunde, Baustoffe) gewidmet, er enthält außerdem aber den Fabrikbau, den Maschinenbau einschließlich Elektrotechnik, die Fernmeldeanlagen und Sicherungseinrichtungen der Eisenbahnen, endlich die Betriebswissenschaft und die Grundzüge des Bau- und Enteignungsrechtes. In der Mathematik ist neu hinzugekommen ein Teilabschnitt über praktische Mathematik, enthaltend Zahlenrechnen, Beobachtungsfehler, Ausgleichrechnung, Interpolation (Bearbeiter Prof. Dr.-Ing. Werkmeister). Die Festigkeitslehre ist von Prof. Dr.-Ing. Gehler fast völlig umgestaltet worden; der Bearbeiter hat — m. E. nicht ohne Erfolg — versucht, die in letzter Zeit gerade auf diesem wichtigen Gebiete erzielten Ergebnisse zusammenzufassen und für den praktisch tätigen Ingenieur nutzbar zu machen. Auch die Baustatik ist grundlegend neubearbeitet und die Theorie durch viele Beispiele aus der Praxis und durch zahlreiche, die Rechnung vereinfachende Tabellen ergänzt worden.

Der Abschnitt Eisenbetonbau ist diesmal durch Aufnahme von vier lehrreichen Zahlenbeispielen aus dem Gebiete größerer Eisenbetonausführungen (durch Prof. B. Löser) ergänzt worden. Dem neuzeitlichen Unterricht in der Geodäsie und ihrer praktischen Anwendung angepaßt ist der von Prof. Dr.-Ing. Werkmeister geschaffene Abschnitt Vermessungskunde, der auch eine rein systemmäßige Darstellung der Meßinstrumente und Meßverfahren enthält. Neu bearbeitet durch Reichsbahnoberrat Wentzel ist auch die Maschinenkunde einschließlich Elektrotechnik, an die sich, ebenfalls von Grund aus neugestaltet, der Abschnitt Fernmeldeanlagen und Eisenbahnsicherungseinrichtungen (Oberbaurat Prof. H. Möllering) anschließt. Als letzter Abschnitt von Bd. I ist neu eingeführt das Bau- und Enteignungsrecht (Prof. Dr.-Ing. Dr. Schmitt).

Der zweite Band umfaßt den Holz-, Massiv- und Eisenbau, den Wasserbau und die Wasserwirtschaft, die Wasserversorgung und Entwässerung der Städte, den Straßen-, Erd- und Tunnelbau, sowie das Eisenbahnwesen. Bei dem Massivbau (Prof. Dr.-Ing. W. Kunze) bilden die Stützmauern neuzeitlicher Bauart ein wertvolles Kapitel. Der von Prof. Heiser bearbeitete neue Abschnitt Wasserwirtschaft, der den „Wasserbau" zweckmäßig ergänzt, umfaßt die Talsperren, den Ausbau der Wasserkräfte und die Wasserkraftanlagen. Neu ist ferner die Bearbeitung des Kapitels Straßenbau, Straßenbahnen, Stadtschnellbahnen von Prof. Geißler. Hervorzuheben ist hier noch das Kapitel Eisenbahnwesen mit seinen 14 Unterabschnitten, das durch seine Vollständigkeit, die Erörterung der neuesten Bauweisen und die Wiedergabe der neuzeitlichen technisch-wirtschaftlichen Darstellungs- und Ermittlungsmethoden besondere Anerkennung verdient.

Das am Schlusse des II. Bandes befindliche ausführliche Sachverzeichnis erleichtert wesentlich die Benutzung des vortrefflich ausgestatteten Taschenbuches, das namentlich durch den klaren Druck und durch die gleichmäßig tadellosen Abbildungen angenehm auffällt. Ls.

Die wirtschaftliche Bemessung von Plattenbalken. Von Dr.-Ing. Leopold Berger. 55 S. mit 16 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 6 R.-M.

Die wirtschaftliche Bemessung T-förmiger Eisenbetonquerschnitte bei reiner Biegung und Biegung mit Längskraft hängt von zahlreichen von Fall zu Fall wechselnden Vorbedingungen ab. Infolgedessen ist es kaum möglich, eine mathematisch genaue und zugleich praktisch verwendbare Lösung zu finden, und es empfiehlt sich, Näherungsverfahren zu benutzen. Unter solchen sind für reine Biegung am meisten bekannt die von Proksch, Mayer und Barck. Diese werden in dem Buch besprochen und einer Kritik unterzogen. Anschließend entwickelt der Verfasser eine neue Kostengleichung unter Berücksichtigung des Eigengewichtes sowie der wichtigsten Bedingungen für die Querschnittausbildung wie Anordnung der Eisen, Mindeststegbreite und zulässige Schubspannungen. Nach Einführung verschiedener Näherungswerte für die jeweiligen Verhältnisse ergeben sich Formeln für die zweckmäßige Stegbreite b_0 und die wirtschaftliche Steghöhe z. Bei deren Anwendung werden bis auf die Annahme der Zahl der Eisenlagen Schätzungen vermieden, so daß die Ergebnisse bei unbegrenztem Geltungsbereich genügend sicher und einfach zu finden sind. Außerdem ist eine für die Praxis besonders brauchbare Näherungslösung mit zugehöriger Zahlentafel angegeben.

Im zweiten Abschnitt findet sich die sinngemäße Erweiterung des Rechnungsverfahrens für Plattenbalkenquerschnitte bei Biegung und Längskraft.

Es folgt eine zahlenmäßige Zusammenstellung der gewonnenen Ergebnisse samt Darstellung des Rechnungsganges. Im Anhang sind mehrere praktische Beispiele durchgerechnet und dabei die nach den obengenannten früheren Verfahren ermittelten Werte gegenübergestellt.

Wenn auch der erfahrene Eisenbetonkonstrukteur meist annähernd die Wirtschaftlichkeit der gewählten Querschnitte zu beurteilen vermag, wird er es doch begrüßen, sich auch zahlenmäßig in einfacher Weise darüber Rechenschaft ablegen zu können. Hierzu dürfte die vorliegende Schrift ein recht zweckmäßiges Hilfsmittel darstellen und manche weitere Anregung bieten. Dr.-Ing. Roll.

Inertol und Palesit. Firma Paul Lechler, Inertolfabrik, Stuttgart.

Inertol ist seit 25 Jahren eines der bekanntesten und bewährtesten Anstrichmittel zum Schutze von Beton- und Eisenflächen gegen Feuchtigkeit, Wasser und chemische Einwirkungen verschiedenster Art; Palesit ist eine neuere pastenartige Schutzabdeckung für ähnliche Zwecke. Ein weiteres Mittel, das als selbsttätiger Schutzanstrich für Gasbehälterwände über und unter Wasser in Betracht kommt, ist das Imunol. Da eine Reihe verschiedener Sorten von Inertol und Palesit hergestellt werden, so ist die Auswahl der richtigen Sorte für den jeweiligen Verwendungszweck für den Benutzer oft schwierig. Die Firma Paul Lechler, die alle diese Schutzmittel fabriziert, hat deshalb ein Büchlein herausgegeben, das hier als geeigneter Wegweiser dienen kann.

Von dem Inhalte dieses Büchleins ist zunächst eine übersichtliche Tabelle zu erwähnen, die Auskunft gibt über Herkunft, Farbe, Zweck, Art der Verarbeitung, Trockenzeit, Bedarfmenge usw. der wichtigsten Sorten von Inertol und Palesit. Von besonderem Werte ist ferner der wörtliche Abdruck eines von Prof. Dr.-Ing. A. Kleinlogel, Darmstadt, auf Grund amtlicher Unterlagen erstatteten wissenschaftlichen Gutachtens über „Schutz von Beton und Eisen durch Inertol". Dieses Gutachten, das auf zahlreiche Versuche maßgebender Prüfungs-Anstalten Bezug nimmt, läßt sich aus über die Brauchbarkeit, Verwendungsmöglichkeit und Wirtschaftlichkeit des Inertols, dessen Zusammensetzung zwar in den Grundeigenschaften gleichbleibend, jedoch in weitgehendem Maße dem besonderen Verwendungszwecke angepaßt ist. Wir erfahren aus dem Gutachten u. a., daß das Inertol seine Entstehung gewissen Vorkommnissen bei der Frankfurter Wasserversorgungsanlage verdankt, wo es im Jahre 1903 gegen die weitere Zerstörung der Hochbehälterwände (Beton mit Zementputz) und der schmiedeisernen und gußeisernen Leitungsrohre unter 46 verschiedenen Schutzmitteln sich am wirksamsten erwies und deshalb dauernd eingeführt wurde.

Über Palesit-Isoliermasse hat Studienrat Dr.-Ing. Nitzsche, Frankfurt a. Main, eine Gutachten erstattet, das in dem vorliegenden Büchlein auszugweise wiedergegeben ist. Dämpfe von Salzsäure, schweflige Säure, Schwefelwasserstoff, Kohlensäure, Ammoniak greifen hiernach Palesit so gut wie nicht an, auch wässerige Lösungen dieser Gase und andere Flüssigkeiten haben nur geringen Einfluß auf Palesit.

Eine eingehende Gebrauchsanweisung für die verschiedenen Schutzmittel mit wertvollen praktischen Winken bildet den Schluß des nützlichen Büchleins, das außerdem noch zahlreiche Zeugnisse aus der Praxis mit bildlicher Wiedergabe der Bauwerke enthält, an denen die Schutzmittel zur Verwendung gelangt sind. Ls.

Tabellen der Maximalkräfte und Maximalmomente durchlaufender Träger mit zwei, drei und vier Öffnungen verschiedener Weite bei gleichmäßig verteilter Belastung. Von Dipl.-Ing. W. Kapferer. 2. Auflage. IV u. 131 S. mit 18 Textabb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis geh. 6 R.-M., geb. i. L. 7,20 R.-M.

Das Buch bietet, was die Überschrift sagt. Die Tabellen berücksichtigen sämtliche praktisch vorkommenden Stützweiten-Verhältnisse und geben die Momente und Querkräfte für 10 bis 20 Punkte der Stützweite unter Berücksichtigung der jeweils ungünstigsten Laststellung an. Außerdem lassen sich auch aus den Tabellen die auftretenden Größtwerte der Momente und Querkräfte infolge ständiger und Nutzlast entnehmen. Sie dürften somit allen Anforderungen, soweit es sich um gleichmäßig verteilte Belastung handelt, genügen und dem, der sich ihrer bedient, bald eine unentbehrliche Hilfe werden. Ihre Anwendung ist sehr einfach und wird noch durch die Ableitung der dazu verwendeten Formeln, durch ein Anwendungsbeispiel und durch Belastungsschemen genügend erläutert.

Das Buch kann bestens empfohlen werden.

Dipl.-Ing. Edgar Schmidt.

Druckverteilung, Erddruck, Erdwiderstand, Tragfähigkeit. Von Dr.-Ing. H. Pihera, Teplitz-Schönau. 92 S. mit 51 Abb. u. 6 Tafeln. Wien 1928. Verlag von Julius Springer. Preis brosch. 9 R.-M.

Der Inhalt des Buches bietet nicht ganz das, was der Titel verspricht: Druckverteilung, Erddruck, Erdwiderstand, Tragfähigkeit; denn die Fragen sind nicht in der Ausführlichkeit behandelt, wie man nach dem Titel annehmen muß. Den Kern des Werkes bildet vielmehr die vom Verfasser schon in den Mitteilungen des Hauptvereins Deutscher Ingenieure in der Tschechoslowakischen Republik 1926, Nr. 9 bis 11, veröffentlichte Darstellung der Druckverteilung im Baugrunde mittels Drucklinien. An Hand dieser Theorie werden nun die rechnerischen Ergebnisse der übrigen Erddrucktheorien und die Ergebnisse der zurzeit vorliegenden Versuche nachgeprüft, und umgekehrt wird die Brauchbarkeit der Drucklinien-darstellung kritisch untersucht. Beides ist zu begrüßen, aber im Rahmen dieser Aufgabe muß der Teil I, der in der Hauptsache nur die bekannte Erddrucktheorie wiederholt, als vollkommen entbehrlich bezeichnet werden.

Die Darstellung der Druckverteilung im Baugrunde in Gestalt der Drucklinien beruht natürlich auf Annahmen, und zwar einmal auf der Kenntnis über die Druckverteilung unter der Sohle der Lastfläche und zum andern auf der Annahme eines gewissen geometrischen Zusammenhanges zwischen den einzelnen Drucklinien, die als logarithmische Spiralen ermittelt werden. Es ist nicht zu leugnen, daß die von Pihera gewählte Darstellung ein sehr anschauliches Bild gibt; sie kann aber sachlich naturgemäß auch nicht mehr leisten als jede andere Erddrucktheorie: denn ihre Hauptgrundlage, eben die Druckverteilung unter der Sohlfläche der örtlichen Last, läßt sich einwandfrei nur durch Versuche gewinnen.

Ob die aus den gemachten Annahmen sich ergebenden Folgerungen das Richtige treffen, das ausführlich zu prüfen, ist hier nicht der Ort; ich möchte nur auf zwei Punkte kurz hinweisen: Die Gestalt der Drucklinien scheint mir etwas zu sehr in Anlehnung an den Bewegungsvorgang in einer Schüttung gewählt zu sein, der eintritt, wenn die Last erhebliche Einsenkungen erfährt. Ich glaube auf Grund der von uns durchgeführten Versuche annehmen zu müssen, daß ein so starker Auftrieb, wie ihn die Tafeln von Pihera darstellen, durch örtliche Lasten normalerweise nicht erzeugt wird. Ferner ist die Verbindungslinie derjenigen Punkte, wo die Drucklinien wagerecht verlaufen, wo also der lotrechte Druck gleich Null wird, nach Pihera eine Gerade. Unsere Versuche lassen aber deutlich erkennen, daß diese Linie vom Lastkörperrande aus erst steiler, dann in größerer Tiefe immer flacher verläuft, vielleicht sich sogar einer wagerechten Asymptote nähert.

Man muß die Piherasche Darstellung als das auffassen, was sie ist: nicht als eine Theorie, die den Anspruch erhebt, die wirkliche Druckverteilung im Baugrund unter örtlicher Last genau anzugeben, sondern als eine Arbeitshypothese, die ein übersichtliches Bild der Druckverteilung liefert, sobald man versuchsmäßig nachgeprüfte Grundlagen hat. Dann ist das Buch, was seinen wesentlichen Inhalt anlangt, wohl zu begrüßen und wird für viele Untersuchungen recht brauchbare Anregungen geben. Zahlenmäßige Ergebnisse und Anhalte für bestimmte Fragen der baulichen Praxis kann es nur mit derselben Genauigkeit oder Ungenauigkeit liefern, wie die übrigen Erddrucktheorien auch.

Prof. Dr.-Ing. F. Kögler.

Brandschutz-Wegweiser für Industrie und Gewerbe. Von Ing. W. V. Karl, Wien, unter Mitarbeit von Ing. chem. Dr. R. Brunner von der Technischen Hochschule in Wien. 147 S. mit 15 Abb. München 1928. Feuerschutzverlag Ph. L. Jung. Preis geb. 5 R.-M.

Die Tatsache, daß alljährlich große Werte durch Brände und Explosionen vernichtet werden, wobei viele Menschen Leben, Gesundheit oder die Existenzmöglichkeit einbüßen, wird auch heute von manchen als unabänderlich hingenommen, obgleich durch einen planmäßigen Brandschutz nachweislich der größte Teil dieser Unglücksfälle vermieden werden könnte.

Um auf dem Gebiete des Brandschutzes Fortschritte machen zu können, ist es erforderlich, daß sich möglichst weite Kreise mit seinen Grundzügen vertraut machen, besonders der Architekt, der leitende Ingenieur, der Chemiker, der Industrielle und alle als Aufsichtsorgane tätigen Personen, damit Gebäude und Betriebe von vornherein unter Berücksichtigung der Brandschutzmöglichkeiten angelegt werden und der Brandschutzfachmann nicht immer wieder vor vollendete Tatsachen gestellt wird, denen dann nur schwer und mangelhaft abzuhelfen ist.

Brandschutz, Feuerlöschwesen und Prophylaxe sind aber heute eine besondere Wissenschaft geworden, und der Nichtfachmann wird nur schwer aus der umfangreichen Literatur das für ihn Wichtige herausfinden. Diesem Mangel will der Verfasser mit vorliegendem Werk abhelfen, das „einen äußerst knapp umrissenen Überblick geben, ein Wegweiser in das Gebiet des Brandschutzes sein soll".

Dem Hinweise auf die volkswirtschaftliche Bedeutung des Brandschutzes folgt die Erklärung einschlägiger Begriffe physikalisch-chemischer Natur, Verbrennungsvorgänge, Gefahren der Rauchgase usw., Flammpunkt, Brennpunkt, Explosion; dann eine Erläuterung der festen, flüssigen und gasförmigen brand- und explosionsgefährlichen Stoffe.

Im II. Abschnitt folgen die „Brand- und Explosionsursachen": Brandstiftungen, Naturereignisse, chemische, biologische, physikalische und elektrische Vorgänge, wobei auch die noch wenig bekannten Brandgefahren durch Kurzwellensender erwähnt werden. Vermißt wird hier ein Hinweis auf die Brand- und Explosionsgefahren durch Ölschalter und Transformatoren der Drehstromanlagen, wie auch später die möglichen Sicherheits- und Löschmaßnahmen unerwähnt bleiben.

Der III. Abschnitt behandelt die „Brandschutzmaßnahmen baulicher Natur": Brandbeständige und brandhemmende Bauweise, dann die wichtigsten Baustoffe und ihre Verwendungsmöglichkeit unter Berücksichtigung der Brandsicherheit. Bezüglich der Gipsdielen möchte ich erwähnen, daß sie sich besonders als brandhemmende Trennungswände nicht bewährt haben. Dagegen stimme ich der Meinung des Verfassers über den Schutzanstrich zu, der viel häufiger Verwendung finden könnte. Es folgt dann „die bauliche Gestaltung der Gebäude": Bauarten, Bedachungen, Raumeinteilungen, Brandabschnitte, Treppen usw.

Der IV. Abschnitt behandelt die „Maßnahmen zur Verhütung von Bränden", im besonderen eine Beurteilung der Beheizungs- und Beleuchtungsanlagen. Abschnitt V behandelt „Brandschutzvorschriften", VI „Brandschadenstatistiken", VII „Brandmeldeeinrichtungen". Ohne auf die vielen Systeme einzugehen, wird hier nur die Notwendigkeit besonders der selbsttätigen Meldeanlagen betont.

Im Abschnitt VIII werden „die physikalischen und chemischen Grundlagen der Brandbekämpfung" erläutert: Erscheinungsformen der Brände, Brandlöschverfahren und die verschiedenen Brandlöschstoffe, wie sie heute besonders durch die chemischen Löscher weite Verbreitung gefunden haben. Näher behandelt werden diese dann unter IX. „Das kleine Löschgerät", wo die Zweckmäßigkeit und die Grenzen der Anwendbarkeit der chemischen Löschgeräte so weit erläutert werden, daß auch der Nichtfachmann sich vor der Beschaffung ein eigenes Urteil bilden kann, was nach den Anpreisungen der herstellenden Firmen oft unmöglich ist.

Abschnitt X behandelt die „Hydranten" und die Zuführung des Löschwassers. Unter XI folgen dann die selbsttätigen Brandlöschanlagen, die als „Sprinkleranlagen" besonders in Amerika große Verbreitung gefunden haben, und auf deren Verwendung auch bei uns noch viel mehr Gewicht gelegt werden sollte. Wo Wasser zum Löschen ungeeignet ist, kommen „selbsttätige Kohlensäure-Brandlöschanlagen" oder „ortsfeste Kohlensäureschnee-Brandlöschanlagen" in Frage, ebenso aber auch ortsfeste Schaumlöschanlagen, die nicht erwähnt sind.

Abschnitt XII handelt von der „Einrichtung und Ausstattung der Werksbrandwehren". Ein Hinweis auf die Fachliteratur und ein alphabetisches Sachverzeichnis bilden den Schluß.

So haben die Verfasser auf engem Raum nicht nur einen Wegweiser in das Gebiet des Brandschutzes geschaffen, sondern auch ein bequemes Handbuch, das der Fachmann gern zur schnellen Orientierung zur Hand nehmen wird, und einen Leitfaden für Lehrer und Schüler an technischen Unterrichtsanstalten und Feuerwehrschulen. Im Interesse der allgemeinen Feuersicherheit wünsche ich dem Werk eine recht große Verbreitung.

Maeder, Baurat bei der Berliner Feuerwehr.

Die Berechnung von Fachwerkkranträgern mit biegungsfestem Obergurt. Von Dr.-Ing. Günther Worch. 99 S. mit 66 Abb. München und Berlin 1928. Verlag von R. Oldenbourg. Preis geh. 6,50 R.-M.

Die Ermittlung der Biegespannungen in den Lastgurten von Laufkranträgern mit unmittelbarer Belastung bildet häufig eine Aufgabe des Eisenbauers und wird von ihm oft nur unter Verwendung von Annäherungsformeln durchgeführt. Auch für den ernsthaften Statiker ist ein solches Verfahren dann zulässig, wenn er sich der möglichen Fehlergrößen bewußt ist und diese mit der sonstigen Genauigkeit seiner Rechnung in Übereinstimmung stehen. In dem vorliegenden Buche sind nun die genauen Lösungsverfahren sehr breit und ausführlich behandelt, ohne daß dem Statiker irgend etwas Neues mitgeteilt würde. Da es sich in der Praxis fast ausnahmslos um symmetrisch bemessene Bauwerke handelt, könnten sogar manche Vereinfachungen von vornherein Platz greifen, soweit es sich um die Bestimmung von Verschiebungswerten und solchen Größen handelt, die nur vom Tragsystem selbst abhängig sind. Ebenso wird sich zur Ermittlung von Einflußlinien (auf solche kommt es meistens an) aus dem gleichen Grunde die Untersuchung für symmetrische und spiegelsymmetrische Belastung bei nachherigem Übereinanderlagern der Ergebnisse besser eignen und mit wesentlich weniger Rechenarbeit auszukommen sein, als für eine punktweise Bestimmung der Ordinaten der Einflußlinien. Der Verfasser zeigt zwei Verfahren für die Wahl der statisch unbestimmten Größen und setzt einmal den vollwandigen Träger (die Lastgurtung) und das andere Mal den gelenkigen Fachwerkträger als statisch bestimmtes Grundsystem voraus, wobei er zu dem Ergebnis kommt, daß die zweite Berechnungsart besser sei. Dies ist ohne weiteres zu erwarten, da es sich bei der vorliegenden Aufgabe um nichts anderes handelt, als um die Ermittlung von Nebenspannungen infolge steifer Knotenpunktverbindung, die jedoch nur bei der Lastgurtung berücksichtigt wird und wobei nur bei den Belastungsgliedern der Elastizitätsgleichungen ein Zusatz infolge der Belastung innerhalb der Knotenpunkte auftritt. Es ist

aber immer zweckmäßiger, Zusatzmomente oder Zusatzkräfte als statisch unbestimmte Größen zu wählen und ihren Einfluß zu den primären Lasten hinzuzuschlagen, als Stabkräfte als Unbekannte einzuführen, bei denen der Einfluß der Biegemomente erst mittelbar bestimmt werden muß. Auch die Exzentrizität der Stabanschlüsse wird zweckmäßiger in einem besonderen Rechnungsgang berücksichtigt.

Der Wert des Buches besteht darin, daß für den Anfänger der ganze logische Aufbau der genauen Berechnung geschildert ist, wobei ich aber für den Praktiker zu wenig Hinweise auf die durch die praktische Bauausführung ohne weiteres gegebenen Vereinfachungen finde. Zu jedem genauen Berechnungsverfahren sind sodann vereinfachte Verfahren angeführt, und es ergeben sich hierbei leicht die Zusammenhänge mit den bekannten Verfahren zur Untersuchung der Nebenspannungen mit den ebenfalls bekannten aus den Knotendrehwinkeln abgeleiteten Momentenbeziehungen.

Die Beantwortung der vom Verfasser im Schlußworte aufgeworfenen Frage, ob man in der Praxis nach den angegebenen genaueren Verfahren oder aber nach reinen Faustformeln für die Zusatzmomente rechnen wird, hängt von der Einstellung des Statikers und Konstrukteurs ab. Der gewissenhafte Statiker wird vor der genauen Rechenarbeit (deren Umfang ist, wenn die Berechnung richtig angefaßt wird, gar nicht so groß) nicht zurückschrecken, er wird aber diese genaue Berechnung nicht, wie der Verfasser meint, zu dem Zwecke machen, um eine „Gewichtsersparnis" herauszuholen, da eine solche durchaus nicht immer der Endeffekt einer genauen Berechnung ist. Eine solche hat vielmehr die Aufgabe zu erfüllen, uns mit dem Spiel der Kräfte in dem Bauwerk besser bekanntzumachen, und sie hat auch nur dann Zweck, wenn sie von einer entsprechenden Genauigkeit in den Belastungsannahmen und von einer genügenden Berücksichtigung dynamischer Einflüsse begleitet ist.

Nach der praktischen Seite hin hätte ich von dem Buche noch erwartet, daß an Hand einer größeren Reihe von praktischen Beispielen die Auswirkung der genaueren Rechnung gegenüber den üblichen Annahmen gebracht worden wäre. Das Buch selbst, das dem Verlage von R. Oldenbourg entstammt, zeichnet sich durch äußerst sauberen Druck, gute Darstellung der Abbildungen und sonstige Anordnungen als mustergültig aus. Dr. Karner.

Rostfreie Stähle. Berechtigte deutsche Bearbeitung der Schrift „Stainless Iron and Steel" von J. H. G. Monypenny in Sheffield von Dr.-Ing. Rudolf Schäfer. 342 S. mit 122 Textabb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geb. 27 R.-M.

Das Buch gibt eine gute Übersicht über den augenblicklichen Stand der Frage „rostfreie Stähle". Chrom ist der eigentliche Träger der Rostsicherheit, durch Zusatz von Nickel wird die Wirkung noch verstärkt. Es ist daher besonders zu begrüßen, daß der Bearbeiter auch die namentlich in Deutschland verwendeten Chromnickelstähle aufgenommen hat.

In den ersten Kapiteln werden Herstellung, Bearbeitung und Behandlung rostfreier Stähle, sowie ihre mechanischen und physikalischen Eigenschaften eingehend beschrieben. Wichtig sind für den Verbraucher die Kapitel, die den Einfluß verschiedener Behandlung und Zusammensetzung auf den Widerstand gegen Korrosion und das Verhalten gegen verschiedene Angriffsmittel behandeln. Beispiele für die Anwendungsgebiete, eine Patentübersicht und Literaturangaben bilden den Schluß.

Das Buch kann allen, die mit rostfreien Stählen zu tun haben, bestens empfohlen werden. O. Bauer.

Der praktische Eisenhochbau. Von Alfred Gregor. III. Band. Fachwerkwände — Stützen — Grundbau. 249 S. m. 341 Abb. Berlin 1928. Verlag von Hermann Meusser. Preis geb. 40 R.-M.

Das dreibändige Werk liegt nunmehr vollständig vor. Der erste, 1922 erschienene Band behandelte hauptsächlich Entwurf, Dach- und Trägerbau, der zweite, 1924 herausgekommene Band das umfangreiche Gebiet der Kranlaufbahnen und der Tragwerke mit angehängten Kranträgern, der dritte, nunmehr vorliegende Band bringt Berechnung und Ausführung von Fachwerkwänden, Stützen und Portalen und den Grundbau. Die einzelnen Abschnitte folgen jeweils dem Gange der zusammenhängenden statischen Berechnung eines Eisenbauwerks. Im ersten Teil wird stets die Berechnung an praktischen Zahlenbeispielen durchgeführt, während im zweiten die Ausführung mit möglichster Normung häufig vorkommender Einzelheiten behandelt wird.

Aus dem Inhalte des III. Bandes führen wir an: Berechnung der Fachwerkwände: Allgemeine Gesichtspunkte für den Entwurf, Bauvorschriften für Fluß- und hochwertigen Baustahl, Belastungsannahmen, Berechnung von Riegelwerk, Wandgitterträgern und Vertikalverbänden. Berechnung der Windträger. Ausführung von Fachwerkwänden, der Fenster, Türen, Tore und Kranschürzen. Anwendung auf Industrie, Ausstellungs- und Flugzeughallen. In dem ähnlich gegliederten Abschnitt Stützen und Portale werden behandelt: Geschoßbaustützen, Pendelstützen, fachwerkartige Pendelstützen, Berechnung unten eingespannter Stützen, Berechnung vollwandiger und fachwerkartiger Portale, Ausführung von Stützen und Portalen. Im Abschnitt Grundbau werden Fundamente aus Mauerwerk, unbewehrtem und bewehrtem Beton, Platten- und Rammpfahlgründungen, Bauvorschriften, Belastungsermittlungen und Berechnungen für zentrische und exzentrische Beanspruchung behandelt.

Die außerordentliche Anerkennung, die den ersten Bänden einen sicheren Platz bei unseren Konstruktionsbureaus, Technischen Hochschulen usw. verschafft hat, gebührt auch dem dritten und letzten Bande. Es ehrt den Verfasser ebenso wie die Firma Breest, daß mit diesem Werk ein Denkmal praktischer deutscher Wissenschaft, Arbeit und reicher Erfahrung in die Welt hinausgeht. Rendschmidt.

Das deutsche Zimmerhandwerk. Ein Jubiläumsbuch. 1903 bis 1928. Herausgegeben vom Bund deutscher Zimmermeister e. V., Sitz Kassel, 1928. XII u. 308 S. mit 26 Taf. u. 270 Abb. Auslieferung durch den Fachblatt-Verlag G. m. b. H., Freiburg i. Br., Rosastr. 7 a. Preis in Leinwand geb. 10 R.-M.

Das vorliegende Buch bringt zum 25jährigen Jubiläum des Bundes deutscher Zimmermeister (B. d. Z.) eine umfassende Darstellung des Schaffens des deutschen Zimmerhandwerks und dessen Berufsorganisation. Das Buch beginnt mit geschichtlichen Angaben über das Zimmerhandwerk, zurückreichend bis in graue Vorzeit, worauf eine Würdigung der gegenwärtigen Stellung dieses Handwerks in Staat und Wirtschaft folgt; auch eine kurze Geschichte des B. d. Z. samt seiner Organisationsarbeit während der verflossenen 25 Jahre wird in großen Zügen umrissen.

Den breitesten Raum nimmt die „Technik des Zimmergewerbes" ein. In diesem Abschnitt werden der Baustoff, die freitragenden Holzkonstruktionen (Dachkonstruktionen, Hallenbauten, Brücken, Gerüste usw.), Holzhäuser, Treppen, Grabdenkmäler behandelt, wobei die Arbeiten der Technischen Kommission des Bundes und des deutschen Zimmergewerbes, ferner die technischen Preisausschreiben des Bundes hervorzuheben sind.

Außerdem werden die wichtigsten Gegenwartsfragen, wie die der Maschinen- und Handarbeit im Zimmergewerbe, sowie die Aufgaben des neuzeitlichen Holzbaues erörtert.

Zum Schluß wird noch auf das Zimmergewerbe in Österreich und in der Schweiz kurz hingewiesen.

Das Werk ist bearbeitet worden durch den Bundessyndikus Dr. Erwin Gerland unter Mitwirkung von Zimmermeister B. d. Z. H. Eckhardt, Kassel, Zimmermeister B. d. Z. und Stadtrat F. Ambs, Freiburg i. Br., Syndikus Dr. W. Eckert, Freiburg i. Br., Oberingenieur und Studienrat C. Kersten, Berlin, Ingenieur Franz Trysna, Kassel, Direktor Leopold Zeilmayr, Wels (Oberösterreich), Präsident und Zimmermeister I. Seger, Zürich.

Das recht interessante Werk ist gut ausgestattet und bietet viel Wissenswertes, so daß es, schon mit Rücksicht auf den mäßigen Preis, zur Anschaffung empfohlen werden kann. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Die strenge Berechnung von Kreisplatten unter Einzellasten mit Hilfe von krummlinigen Koordinaten und deren Anwendung auf die Pilzdecke. Von Dr.-Ing. Wilhelm Flägge. 55 S. mit 25 Abb. Berlin 1928. Verlag von Julius Springer. Preis 5 R.-M.

Diese Arbeit dürfte angeregt sein durch die Melansche Lösung für die Kreisplatte mit exzentrischer Belastung; sie untersucht die allgemeine Anwendbarkeit der Methode der krummlinigen Koordinaten im Falle der kreisförmigen Platte. Von den partikulären Lösungen in Polarkoordinaten ausgehend, ermittelt der Verfasser die entsprechenden Lösungen in den neuen Koordinaten und setzt daraus vollständige Lösungen für allgemeinere Belastungsfälle zusammen. Es werden durchgerechnet: die in vier Punkten symmetrisch gestützte und am Rande eingeklemmte gleichförmig belastete Kreisplatte, sowie die Lösung für Kreisringplatten angedeutet. Die Kreisplatte mit freiem Rande ist für symmetrische Verhältnisse näherungsweise behandelt. Der Verfasser hat es verstanden, die nicht ganz leichten mathematischen Verhältnisse klar und übersichtlich darzustellen, so daß das Büchlein dem Plattenstatiker in der Berechnung von Kreisplatten der genannten Art eine wertvolle Unterstützung sein kann.

Dr.-Ing. Hch. Leitz.

Der Stahl-Skelettbau. Geschäfts- und Hochhäuser. Von Konrad Werner Schulze. 94 S. mit 105 Abb. Stuttgart 1928. Wissenschaftlicher Verlag Dr. Zaugg & Co. Preis geb. 12 R.-M.

Das in Großquart auf Glanzpapier hergestellte Buch enthält fast ausschließlich Lichtbildaufnahmen, die die Bauausführung von neueren Stahlskelettbauten (Lochner-Haus in Aachen, Neubau August Scherl in Berlin, Kaufhaus Schocken in Stuttgart, Kühlhaus in Hamburg, Europahaus in Berlin, Geschäftshaus Herdersche Verlagshandlung in Freiburg i. B.) erkennen lassen.

Konstruktive Abbildungen, also Strichzeichnungen, sind nur in geringer Zahl vorhanden, so daß die Entstehung der Eisenkonstruktionen der Hochhäuser nur durch die Anschauung gezeigt wird.

Der oft unklare, philosophisch gehaltene, mit Fremdwörtern geschmückte Text bringt viel Altbekanntes, während Wichtiges nebensächlich behandelt oder übergangen ist.

Über die Stellung des Eisenbaues zum Eisenbetonbau sind Ansichten ausgesprochen, die einer sachlichen Prüfung nicht standhalten können. Auch sonst sind Bemerkungen und Behauptungen allgemeiner Art aufgestellt, denen nicht zugestimmt werden kann.

Hierauf näher einzugehen, ist im Rahmen dieser Besprechung leider nicht möglich.

Dem Fachmann sagt das Buch nichts Neues. Dem Anfänger mögen die vorzüglichen photographischen Abbildungen vielleicht das Verständnis für die schon garnicht mehr neue oder ungewöhnliche Stahlskelettbauweise vermitteln. Dr.-Ing. Th. Gesteschi.

Die statische Berechnung des Straßenoberbaues mit besonderer Berücksichtigung der wassergebundenen Steinschlagbahnen. Von Regierungsbaumeister a. D. G. Fischer, Kreisbaurat. 50 S. mit 14 Abbild. Halle (Saale) 1928. Straßenbau-Verlag Martin Boerner. Preis 4 R.-M.

Die Frage, welche Spannungen im Innern eines Straßenkörpers bei unbelasteter und belasteter Straßendecke auftreten und wie daraus die Deckenstärke zu bemessen ist, ist wohl schon vielfach erörtert worden, aber bisher noch zu keiner für die Praxis brauchbaren Lösung gelangt.

Die vorliegende Schrift bezweckt, diese bei dem ständigen Wachsen der Verkehrslasten schwer empfundene Lücke auszufüllen. Ausgehend von der Entwicklung der Grundregeln der Spannungsverteilung und der maßgebenden Gesichtspunkte für die statische Berechnung, behandelt sie zunächst die Druckverteilung an der Eintragungsstelle, geht dann zum Spannungszustande in der unbelasteten Decke über und entwickelt schließlich mit Hilfe der Erddruck- und Biegungslehre eine überaus einfache und handliche Gleichung für die Stärkebemessung der Straßendecke, die dann für die üblichen Oberbauarten unserer Landstraßen ausgewertet und in ihren Folgen besprochen wird. Beachtenswert ist die Feststellung des Verfassers, daß nicht die Dichte des Verkehrs, sondern hauptsächlich die Tragfähigkeit des Untergrundes und die Beschaffenheit der zur Verfügung stehenden Baustoffe maßgebend sind für die Stärke der Straßendecke. Kirchberg.

Die Dachdeckerarbeiten. Ein Nachschlage- und Kalkulationsbuch für das gesamte Baugewerbe. Von Joh. Meyer (gepr. Dachdeckermeister in Wien, Fachlehrer an der gewerbl. Fortbildungsschule für Dachdecker in Wien). 2. Aufl., 66 S. mit 38 Abb. und 44 Tabellen. Wien 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 3,60 R.-M.

Das übersichtlich geordnete, gründliche kleine Heft behandelt die Ziegeldächer, das Zementplattendach, die verschiedenen Schieferdeckungen, Pappdächer, Deckungen auf Beton und mit teerfreien Pappen, ferner die Berechnung der Dachflächen. Es bringt Selbstkosten- und Stückzahltabellen und ein Preisverzeichnis für Löhne und Materialien in österreichischer Währung nach dem Stande vom 11. Juli 1927. Der Verfasser schließt sich im wesentlichen an die deutsche Normung an. Ein wertvolles und brauchbares Nachschlagebuch für den Handwerker und das Baugeschäft, ebenso auch für den Studierenden und den Bauleitenden. Besonders ist das kleine Werk berufen, die Unterlagen für eine zuverlässige Kalkulation zu liefern. Rendschmidt.

Calcul graphique des Poutres continues à Palées solidaires à Fibres moyennes rectilignes, brisées ou courbes. Von Dr.-Ing. Bela Enyedi, Budapest, ins Französische übersetzt von Dipl.-Ing. G. Hoffner. 154 S. mit 43 Abbild. und 4 größeren Zeichnungen. Paris 1928. Verlag von Le constructeur de ciment armé.

Der Verfasser behandelt die graphische Untersuchung vollwandiger Rahmensysteme mit geradlinien, gebrochenen oder gekrümmten Achsen.

Das Verfahren baut sich auf der Ritterschen Theorie des durchlaufenden Trägers auf und verallgemeinert diese durch Berücksichtigung des Einflusses der den Balken tragenden Stützen zu einer Theorie zusammenhängender Rahmen, indem zunächst die Annahme gemacht wird, daß die Stützenköpfe keine wagerechte Verschiebung ausführen können, und später der Einfluß dieser Verschiebung den Ergebnissen hinzugefügt wird.

Dieses Verfahren ermöglicht die Berücksichtigung beliebiger Öffnungsverhältnisse gerader, gebrochener oder gekrümmter Riegel, gleicher oder wechselnder Trägheitsmomente. Für den Fall, daß die Riegel wagerecht laufen, wird dann auch noch die Konstruktion der Einflußlinien gezeigt. Zum Schluß geht der Verfasser auf die Einflüsse der Wärmeänderung und die Durchbiegungen ein.

Die Darstellung ist sehr klar und übersichtlich, so daß man sich leicht in die betreffenden Gedankengänge hineinfindet.

Das Buch dürfte sich insbesondere für diejenigen Ingenieure eignen, die sich viel mit zusammenhängenden Rahmenkonstruktionen beschäftigen. Dr.-Ing. Kirchhoff.

Tage der Technik. Illustrierter technisch-historischer Tages-Abreißkalender 1929. 8. Jahrgang. Von Dr.-Ing. ehr. Franz Maria Feldhaus und Gilbert Feldhaus. 365 Blätter mit 365 Abb. Berlin SW 57. Verlag von Otto Salle. Preis 5 R.-M.

Jedes Blatt dieses Kalenders bringt eine Menge auf den betreffenden Tag entfallender Gedenkdaten aus dem weiten Reiche der Technik. Zwischen den einzelnen Tagen und den abgebildeten Maschinen, den geschilderten Ereignissen, den geschichtlichen Erinnerungen und Bildnissen bestehen wohldurchdachte Zusammenhänge. Der Kalender ist infolge seiner guten Ausstattung ein hübscher Wandschmuck für das Arbeitszimmer eines jeden, der sich für die Technik und ihre Erscheinungen interessiert. Er eignet sich recht gut zu Geschenkzwecken und als Prämie. L.

Uhlands Ingenieur-Kalender 1929. Begründet von Wilhelm Heinrich Uhland. 55. Jahrgang. In zwei Teilen bearbeitet von Robert Stückle, a. o. Professor und Oberingenieur am Ingenieur-Laboratorium der Techn. Hochschule Stuttgart. I. Teil: Taschenbuch; II. Teil: Für den Konstruktionstisch. Leipzig 1928. Alfred Kröner Verlag. Preis in Ganzleinen 5,50 R.-M.

Im neuen Jahrgange erscheinen die Abschnitte über Wasserturbinen, Verbrennungskraftmaschinen, Pumpen, Kompressoren, Gebläse, Heizung und Materialprüfung in vollkommen umgearbeiteter, die neuesten Fortschritte auf diesen Gebieten berücksichtigender und die Abschnitte über Wärme und Maschinenelemente in wesentlich erweiterter Fassung. Ein Abschnitt über Wasser-, Luft-, Gas- und Dampfmengenmessung ist neu. Diese Änderungen haben dem Kalender zum Vorteil gereicht. Die Neubearbeitung der Abschnitte über Kraftfahr- und Luftfahrwesen wird für den nächsten Jahrgang in Aussicht gestellt. Hierbei kann vielleicht nachstehendes berücksichtigt werden: Wenn aus Zweckmäßigkeitsgründen Einzelheiten in beide Teile des Kalenders aufgenommen werden, dann müssen die Angaben über sie übereinstimmen; das trifft z. B. nicht ganz zu für die Angaben über Leichtmetalle im Abschnitt Metallographie auf S. 335/336 im Teil I und im Abschnitt Luftfahrt auf S. 723/724 im Teil II. Das nächst dem Duralumin wohl gebräuchlichste Leichtmetall Elektron ist an keiner dieser Stellen, sondern an einer dritten Stelle, nämlich im Abschnitt Mischmetalle (Legierungen) auf S. 607 des II. Teils erwähnt. Im übrigen kann auf die durchweg anerkennenden Besprechungen der früheren Jahrgänge des Kalenders in dieser Zeitschrift verwiesen werden. Zg.

Der Brunnenbau. Von Franz Bösenkopf, Brunnenmeister in Wien. Mit zahlreichen Beispielen ausgeführter Brunnenbauten und deren Berechnung, sowie mit 141 Abbild., 6 Tafeln und 5 Tabellen. Wien 1928. Verlag von Julius Springer. Preis geh. 10 R.-M, geb. 11,20 R.-M.

Ein Buch aus der Praxis für die Praxis! Bösenkopf hat in ihm einen Teil seiner mehr als 40jährigen Tätigkeit im Brunnenbau niedergelegt.

Während die Rohrbrunnen nur kurz gestreift werden, sind die gemauerten Wassergewinnungsbrunnen ausführlich in Anlage und Ausführung dargestellt unter Einbeziehung der zum Durchfahren wasserführender Schichten dienenden hölzernen Brunnenbüchsen. Besonders wichtig sind die Abschnitte über Verhütung von Verschüttungen, sowie über Rettung Verschütteter.

Das Buch ist allen praktischen Brunnenbauern zu empfehlen.
Dr.-Ing. Joachim Schultze.

Beförderteehnik. Von Dipl.-Ing. H. R. Müller (Technische Fachbücher). 116 S. mit 24 Abb. München 1928. C. W. Kreidels Verlag.

Das Buch ist mit seinem nur von den einfachsten zeichnerischen und rechnerischen Hilfsmitteln Gebrauch machenden Inhalt für solche Leser bestimmt, die ohne Vorkenntnisse sich über das Gebiet der Wagen und Fahrzeuge, sowie der sonstigen mechanischen Hilfsmittel für Nahförderung unterrichten wollen. Es ist leichtfaßlich geschrieben und gibt dem Nichtfachmann einen angemessenen Überblick. Einige Unstimmigkeiten, als deren wichtigste die Verwechslung des spezifischen Gewichtes mit dem Raumgewicht, sowie die nicht zutreffenden Verhältnisse der Abb. 6 genannt seien, sollten in einer neuen Auflage allerdings beseitigt werden. Zur Vertiefung des Verständnisses sind zahlreiche recht gut gewählte Übungsbeispiele angefügt. Rubin.

Zementkalender 1929. Herausgeber Dr.-Ing. Riepert, Zementverlag G. m. b. H., Charlottenburg 2, Knesebeckstraße 30. Preis 3,60 R.-M.

Der neue Jahrgang des Kalenders hat, ebenso wie der vorjährige, wesentliche Erweiterungen erfahren, insbesondere wurde der Teil über die Eigenschaften und Verarbeitung der hydraulischen Bindemittel, namentlich der Zemente, in Einklang mit dem heutigen Stande der Theorie und Praxis gebracht. Die neuen Bauverfahren und deren Anwendung im Wohnhausbau, im Straßenbau, in der Landwirtschaft, im Bergbau usw. werden kurz behandelt. Dem inneren Werte des für Bureau und Baustellen nützlichen kleinen Taschenbuches entspricht seine drucktechnisch saubere Ausführung. Es kann allen Baufachleuten empfohlen werden. L.

Eingegangene Bücher.

Technische Hochschule Aachen. Verzeichnis der Vorlesungen und Übungen für das Winterhalbjahr 1928/29.

Technische Hochschule Berlin. Vorlesungs-Verzeichnis für das Studienjahr 1928/29.

Technische Hochschule Braunschweig. Programm für das Studienjahr 1928/29.

Technische Hochschule Breslau. Programm für das Studienjahr 1928/29.

Technische Hochschule Danzig. Hochschulführer 1928/29.

Technische Hochschule Darmstadt. Lehrplan für das Studienjahr 1928/29.

Technische Hochschule Dresden. Verzeichnis der Vorlesungen und Übungen, Stunden- und Studienpläne Winter-Semester 1928/29.

Technische Hochschule Hannover. Programm für das Studienjahr 1928/29.

Technische Hochschule München. Programm für das Studienjahr 1928/29.

Technische Hochschule Stuttgart. Vorlesungsverzeichnis Winterhalbjahr 1928/29.

Technisches Vorlesungswesen Hamburg. Verzeichnis der Vorlesungen und Übungen im Winterhalbjahr 1928/29.

Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung. Vom 17. Juli 1928. In Übereinstimmung mit dem im Reichsgesetzblatt veröffentlichten Wortlaut. 7. Aufl. 82 S. mit 7 Abb. Berlin 1928. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. Preis steif geh. 2 R.-M.

Knicknomogramm für den Eisenbau. Sammlung mit vier Netztafeln und einem Zellborn-Kurvenblatt nach Prof. Dr.-Ing. G. Unold, Chemnitz. Geislingen-Steige (Württ.) 1928. Dipl.-Ing. P. Leybold. Preis 1,40 R.-M.

Sammlung Göschen 695. **Graphische Statik** mit besonderer Berücksichtigung der Einflußlinien. II. Von Dipl.-Ing. O. Henkel. 2. Aufl. 175 S. mit 91 Abb. Berlin und Leipzig 1928. Walter de Gruyter & Co. Preis Lbd. 1,50 R.-M.

Meddelelse fra Norges Tekniske Høiskoles Vannkraftlaboratorium. **Prøver med Modellturbiner for Mørkfoss-Solbergfossanlegget.** Von Prof. G. Sundby. 80 S. mit 61 Abb. Trondhjem 1928. F. Bruns Bokhandel. Preis 3,80 R.-M.

Sammlung Göschen 996. **Pumpen-Anlagen.** Aufgaben aus der Praxis mit Lösungen. Von Dipl.-Ing. Fr. Krauß. 124 S. mit 53 Abb. Berlin und Leipzig 1928. Walter de Gruyter & Co. Preis Lbd. 1,50 R.-M.

Methodische Einführung in die Grundbegriffe der Geologie. Von Prof. Dr. O. Schneider. 177 S. mit 188 Abb. Stuttgart 1928. Verlag von Ferdinand Enke. Preis geh. 3,80 R.-M.

Mitteilungen der Preußischen Hauptstelle für den naturwissenschaftlichen Unterricht, Heft 9. **Die Berechnung des Raumbedarfes für den naturwissenschaftlichen und erdkundlichen Unterricht.** Von Wilhelm Volkmann. 73 S. mit 32 Abb. Leipzig 1928. Verlag von Quelle & Meyer. Preis geh. 4 R.-M.

Materialprüfungen für Straßenbauzwecke. Von Dipl.-Ing. Ragnar Schlyter. 32 S. mit 21 Abb. Berlin 1928. Verlag der Tonindustrie-Zeitung. Preis 1,20 R.-M.

Schweiz. Verband für die Materialprüfungen der Technik. Bericht Nr. 5. **Über die Kerbschlagprobe (Schlagbiegeprobe).** Bericht erstattet von Dr. Emil Honegger, Privatdozent an der E. T. H. in Zürich. 63 S. mit 69 Abb. Zürich 1927.

Eidgenössische Materialprüfungsanstalt an der E. T. H. in Zürich. Diskussionsbericht Nr. 28. **Versuche zur Klärung der Frage der Bruchgefahr. II.** Nichtmetallische Stoffe. Von Prof. Dr.-Ing. h. c. M. Ros, Direktor der E. M. P. A. und Dipl.-Ing. A. Eichinger, wissenschaftlicher Mitarbeiter der E. M. P. A. 57 S. mit 109 Abb. Zürich 1928.

Sammlung Göschen 998. **Der Feuerschutz der Bauwerke.** Von Dr.-Ing. H. Silomon. 119 S. mit 21 Abb. Berlin u. Leipzig 1928. Walter de Gruyter & Co. Preis Lbd. 1,50 R.-M.

Moderne Bauformen. **Die neue Baukunst in Deutschland.** Einleitung von Hugo Häring. Seiten 329 bis 376 mit 120 Abb. Stuttgart 1928. Verlag Julius Hoffmann. Preis 3 R.-M.

Stahl überall. **Die Stahlkirche.** Evangelischer Kultbau auf der Pressa Köln 1928. Von Dr. P. Girkon, mit einem Vorwort von D. O. Bartning. 55 S. mit 28 Abb. Düsseldorf 1928. Beratungsstelle für Stahlverwendung.

Das Brandenburgische Tuberkulosekrankenhaus im Rahmen der Provinzialanstalten zu Treuenbrietzen. Unter besonderer Berücksichtigung der hygienischen Einrichtungen. Herausgegeben von Landesbaurat R. Lang, unter Mitarbeit von Regierungsbaurat Roellig, Dr. med. Riemann und Oberarzt Dr. med. Wohlfarth. 50 S. mit 65 Abb. Berlin 1928. Verlag der Deutschen Bauzeitung G. m. b. H. Preis geh. 7,20 R.-M.

Die kleine Wohnung in der Ausstellung Heim und Technik München 1928. Mit einer Einführung „Das ideale Heim" von Prof. O. O. Kurz. 68 S. München 1928. Verlag Georg D. W. Callwey. Preis 0,80 R.-M.

Was wir wollen. Anregungen und Wünsche von Architekten, Hausfrauen, Technikern für den Wohnungsbau. Zusammengestellt von Prof. O. O. Kurz. 40 S. München 1928. Verlag D. W. Callwey. Preis 0,50 R.-M.

Wohnbauten und Siedlungen. Deutsche Baukunst der Gegenwart. Von W. Müller-Wulckow. 122 S. mit Abb. Königstein i. Taunus und Leipzig. Karl Robert Langewiesche. Preis 3,30 R.-M.

Bauten der Gemeinschaft. Deutsche Baukunst der Gegenwart. Von W. Müller-Wulckow. 110 S. mit Abb. Königstein i. Taunus und Leipzig 1928. Karl Robert Langewiesche. Preis 3,30 R.-M.

16 000 Wohnungen für Angestellte. Denkschrift, herausgegeben im Auftrage der Gagfah anläßlich ihres zehnjährigen Bestehens. 128 S. mit Abb. Berlin 1928. Ernst Wasmuth A.-G. Preis Lbd. 5 R.-M.

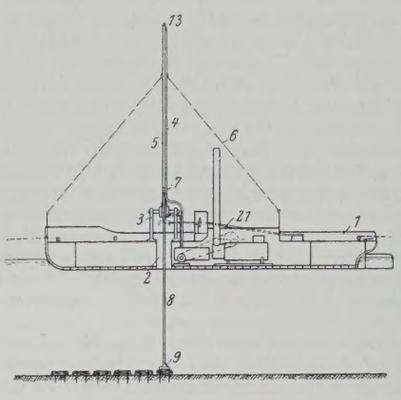
Organisation in der Praxis, Bd. 3. **Verwendung von Stahlmöbeln im Büro.** Von A. Dahle. 60 S. Berlin 1928. „Organisation", Verlagsgesellschaft m. b. H. (S. Hirzel).

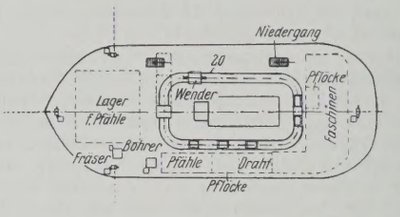
Ausschuß zur Untersuchung der Erzeugungs- und Absatzbedingungen der deutschen Wirtschaft. **Verhandlungen und Berichte des Unterausschusses für allgemeine Wirtschaftsstruktur** (I. Unterausschuß). 3. Arbeitsgruppe: Wandlungen in den wirtschaftlichen Organisationsformen. 2. Teil. 2. Abschnitt. Bau- und Baustoffindustrie. XIV, 315 S. Berlin 1928. E. S. Mittler & Sohn. Preis 8,35, geb. 9,50 R.-M.

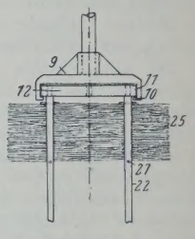
Patentschau.

Bearbeitet von Regierungsrat Donath.

Verfahren zum Einsetzen von Faschinen unter Wasser. (Kl. 84a, Nr. 445 372 vom 22. 3. 1924, von Dr.-Ing. Karl Neynaber in Oldenburg i. O.) Das Verfahren besteht darin, daß an Pfählen befestigte Faschinen oder ähnliche zu einer Decklage bestimmte Baueinheiten mittels eines auf die Pfähle ausgeübten Preßdruckes, auch in Verbindung mit dem Spülverfahren, niedergebracht und die Pfähle auf die erforderliche Tiefe in den Boden eingedrückt werden. Das zur Ausübung des Verfahrens notwendige Arbeitsschiff 1 besitzt einen Schacht 2, über dem auf Säulen 3 eine Druckwasserpresse 4 mit langem Zylinder 5 aufgestellt







ist; der Zylinder 5 ist mittels Wanten 6 an der Reeling verspannt. Der Kolben 7 der Presse hat eine lange Verlängerungsstange 8, die unten einen Teller 9 trägt, zwischen dessen mit Leisten 10 versehene Seitenwangen 11 die Rahmen 12 zum Aufbau der Baueinheiten eingeschoben werden können. Der Zylinderkopf trägt ein Sicherheitsventil 13. Um den Schacht verläuft eine Rollen-Ringbahn 20, die so hoch über Deck liegt, daß die Rahmenoberkanten sich in einer geeigneten Arbeitshöhe befinden. An der Stelle 21, wo sie sich der Presse nähert, erhebt sich die Bahn über Deck, um das Umkehren der Rahmen zu ermöglichen. Im Abstande unterhalb des Rahmens sind Pflöcke durch die Pfähle geschlagen, auf denen die Faschinen 25 aufgehäuft und mittels Drahtes usw. mit den Pfählen zu einem Baukörper vereinigt sind. Der Preßstempel wird so weit gesenkt, bis die Pfähle in den Boden eingedrungen sind und die Faschinen fest aufliegen. Seitliche Bewegungen des Schiffes werden durch die Stange 8, plötzliche Senkungen durch das Ventil 13 verhindert. Beim Hochgehen nimmt der Teller 9 mittels der Klauen 10 den Rahmen wieder nach oben, der auf die Gleitbahn zurückgeschoben und zur ersten Arbeitsstelle weitergerollt wird. Inzwischen wird der nächste bereits gewendete Rahmen angerollt und in den Stempel eingeschoben, so daß die Presse ununterbrochen arbeiten kann.

Personalnachrichten.

Deutsches Reich. Reichsbahn-Gesellschaft. Versetzt: die Reichsbahnräte Grun, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Göttingen, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Brandenburg-West, Mölbert, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Niederschöneweide, zum R. Z. A. in Berlin, Hans Günther, Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Schwerte, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Stargard (Pom.), Bothe, bisher bei der R. B. D. Oppeln, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Göttingen, Ucko, Vorstand des R. B. A. Friedberg (Hess.), zum R. B. A. Kassel 2, Strohmayer, Vorstand des R. B. A. Belzig, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Friedberg (Hess.), Dr.-Ing. Karl Zimmermann, Vorstand des R. B. A. Olpe, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Arnsberg (Westf.), Dr.-Ing. Rummler, Vorstand des R. B. A. Oppeln 2, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Bad Salzungen, Rabenalt, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Erfurt, als Vorstand zum R. B. A Oppeln 2, Bader, bisher beim R. B. A. Kassel 2, als Vorstand zum R. B. A. Belzig, Metzig, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Offenbach (Main), in gleicher Eigenschaft zum neuerrichteten Reichsbahn-Neubauamt Friedberg (Hess.), Friedrich Schmidt, bisher beim Reichsbahn-Neubauamt Heilbronn, zur R. B. D. Berlin, Ungewitter, bisher bei der R. B. D. Regensburg, als Vorstand zum R. B. A. Nördlingen und Knoll, bisher bei der R. B. D. Regensburg, als Vorstand zum R. B. A. Buchloe, sowie die Reichsbahnbaumeister Keiling, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Berlin, in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Niederschöneweide, Ost, bisher beim R. M. A. Gleiwitz, zur R. B. D. Oppeln, und Tackert, Leiter einer Abteilung beim R. A. W. Stargard (Pom.), in gleicher Eigenschaft zum R. A. W. Schwerte.

Bestellt: Direktor bei der Reichsbahn Dr. jur. Teubner, bisher beurlaubt, zum verkehrstechnischen Leiter der Oberbetriebsleitung Ost in Berlin.

Überwiesen: die Reichsbahnräte Schoiack, Vorstand des Reichsbahn-Neubauamts Schweidnitz, zum dortigen R. B. A., Zeininger, bisher bei der R. B. D. Königsberg (Pr.), zum R. B. A. Königsberg (Pr.) 1 und Dr. jur. Geyer, Vorstand des R. B. A. Nürnberg 2, in gleicher Eigenschaft zum R. B. A. Nürnberg 3, der Reichsbahnamtmann Rubenbauer, Vorstand der Bahnstation München Hauptbahnhof, zur R. B. D. München und der Reichsbahnbaumeister Bürklen, bisher bei der R. B. D. Berlin, als Leiter einer Abteilung zum R. A. W. Berlin.

Gestorben: Reichsbahnoberrat Ludwig Maier, Dezernent der R. B. D. Regensburg und der Reichsbahnrat Kraft, Vorstand des R. B. A. Arnsberg (Westf.).

INHALT: Bücherschau. — Patentschau. — Personalnachrichten.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 18. Dezember 1928 | Heft 54

Alle Rechte vorbehalten.

Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln.

Von Reichsbahnoberrat **Max Roloff,** Mitglied der Reichsbahndirektion Oppeln.

Geschichtliches.

An dem Mauerwerk, das die neue Eisenbahnbrücke nach Oppeln zu abschließt, ist eine in Kupfer getriebene Tafel mit folgender Inschrift angebracht:

> 1844: Inbetriebnahme der alten Brücke. — 1866: Einlegen stärkerer Überbauten. — 1897-98: Herstellen einer Stromöffnung von 40 m durch Beseitigung von zwei Pfeilern und Einbau eines Fachwerkträgers. — 1927: Vollständiger Neubau.

Das ist in wenigen Worten die Geschichte des Bauwerks. Es hatte ursprünglich zwischen den Widerlagern 11 Pfeiler, gleiche Öffnungen von etwa 14 m i. l. und Überbauten in Gestalt von leichten Sprengewerken. Der Obergurt bestand aus Holz, die Senkrechten und unteren Zugglieder waren aus Eisen (Abb. 1). 1866 ersetzte man die Sprengewerke durch Blechbalken von je 44,25 m Länge, von denen jeder über drei Öffnungen ging. Als die Schiffahrt in der Stromrinne eine größere Öffnung verlangte, beseitigte man 1897 und 98 zwei Mittelpfeiler und legte in der so entstandenen größeren Öffnung einen Fachwerküberbau von 44,25 m Stützweite ein. Im Jahre 1903 wurde dann noch ein Fußweg mit der Eisenbahnbrücke verbunden, der über den kleineren Öffnungen von besonderen Blechbalken, über der Stromrinne von Auskragungen am Fachwerküberbau getragen wurde. Der Zustand, der von da ab bis in das Frühjahr 1927 bestand, ist aus Abb. 2 zu ersehen. Abb. 3 gibt den Anblick von Süden mit dem Fußweg im Vordergrund wieder. In dem Bauwerk, wie wir es aus dem Jahre 1927 noch kennen, waren aus Ziegelsteinen gemauerte Widerlager und Pfeiler auf Pfahlrosten aus dem Jahre 1844, schweißeiserne Blechbalken aus dem Jahre 1866 und der flußeiserne Fachwerküberbau aus dem Jahre 1898 miteinander vereinigt.

Die Gründe für die Erneuerung.

Die jetzt verkehrenden normalen Betriebslasten erzeugten rechnerisch in den Pfeilern, die in ihren oberen Teilen ernstliche Schäden aufwiesen — einer war seit Jahren schon durch ein eisernes Band zusammen-

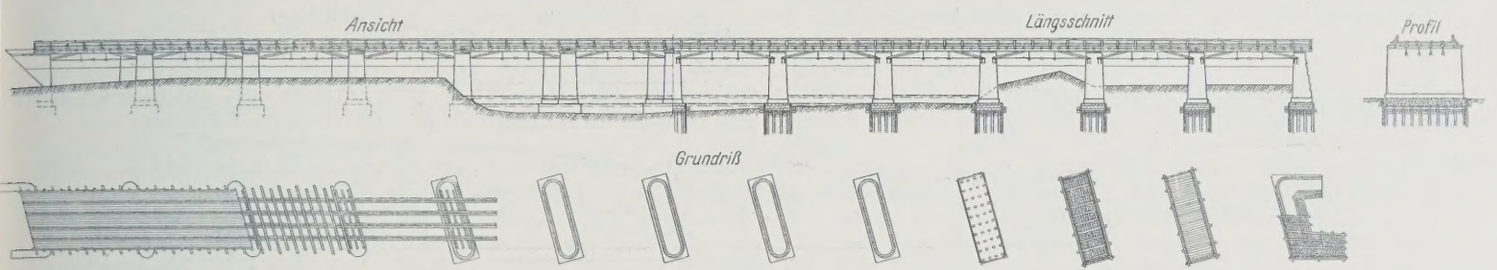


Abb. 1. Die Brücke im Jahre 1844.

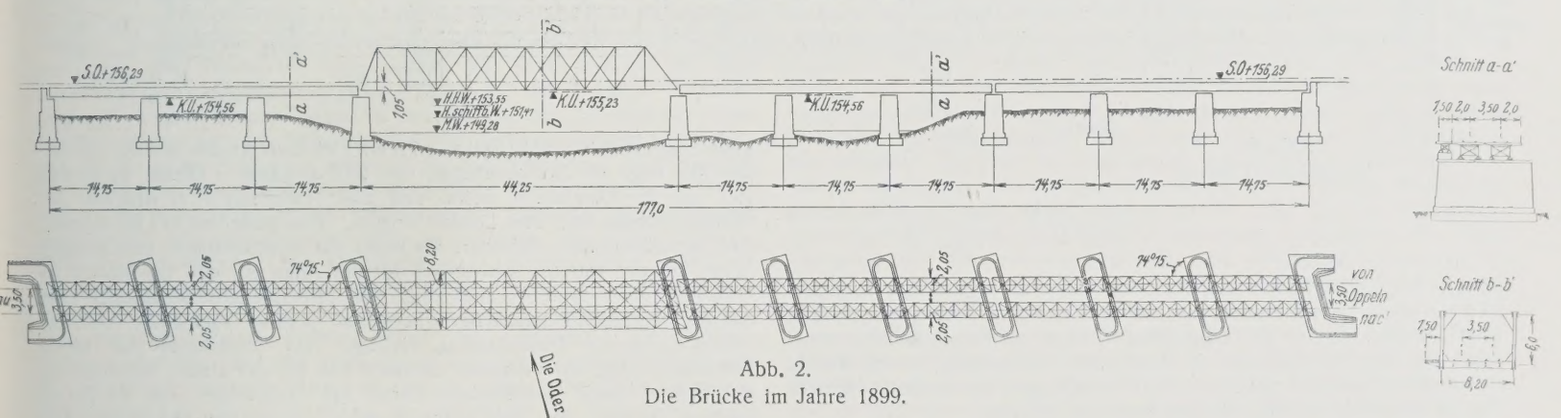


Abb. 2.
Die Brücke im Jahre 1899.

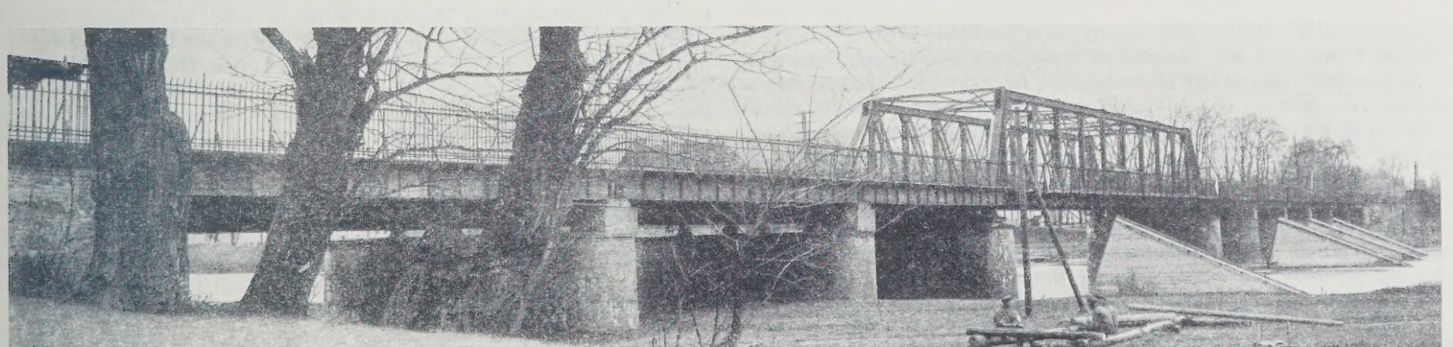


Abb. 3. Die Brücke mit Fußweg von 1904 ab.

gehalten —, unter Einführung der Bremskraft eine Kantenpressung von 10 kg/cm² und eine Pfahlbelastung von 70 t. Ohne Berücksichtigung der Bremskraft waren die entsprechenden Werte 7 kg/cm² und 55 t. Wegen des schlechten baulichen Zustandes der Pfeiler erregten diese Werte Bedenken. Dazu kam, daß Blechbalken und Fachwerkträger nur der Brückenklasse K genügten, also überbeansprucht waren. Der Plan, aus dem oberschlesischen Kohlengebiet Großraumgüterzüge zur Versorgung der Charlottenburger Gasanstalten zu fahren, rückte mehr und mehr in den Vordergrund. Diese Züge wurden denn auch wirklich im Dezember 1926 ein-

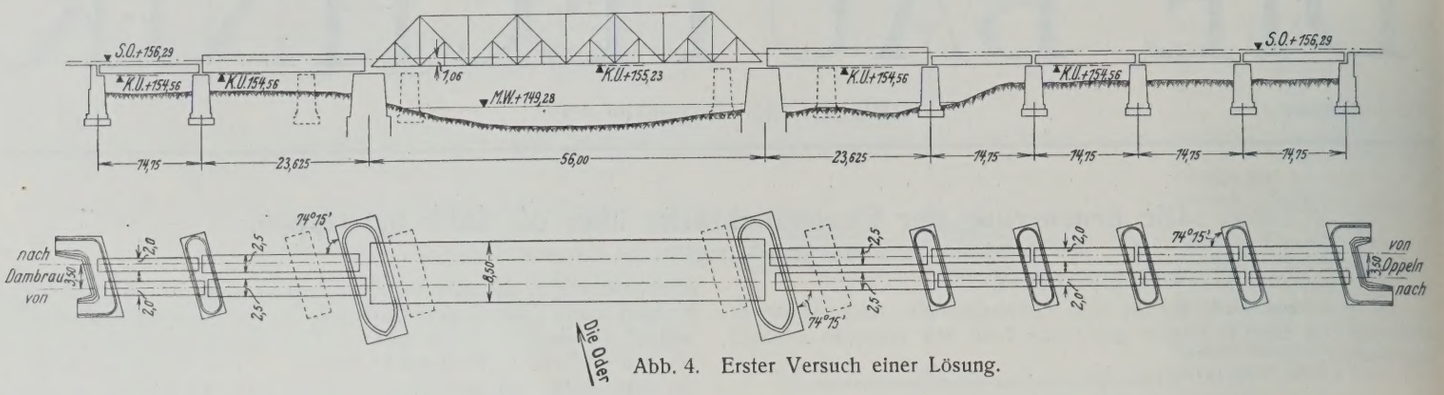


Abb. 4. Erster Versuch einer Lösung.

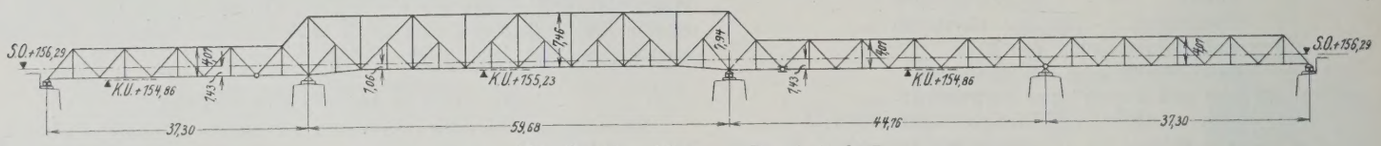


Abb. 5. Vorschlag von Beuchelt & Co.

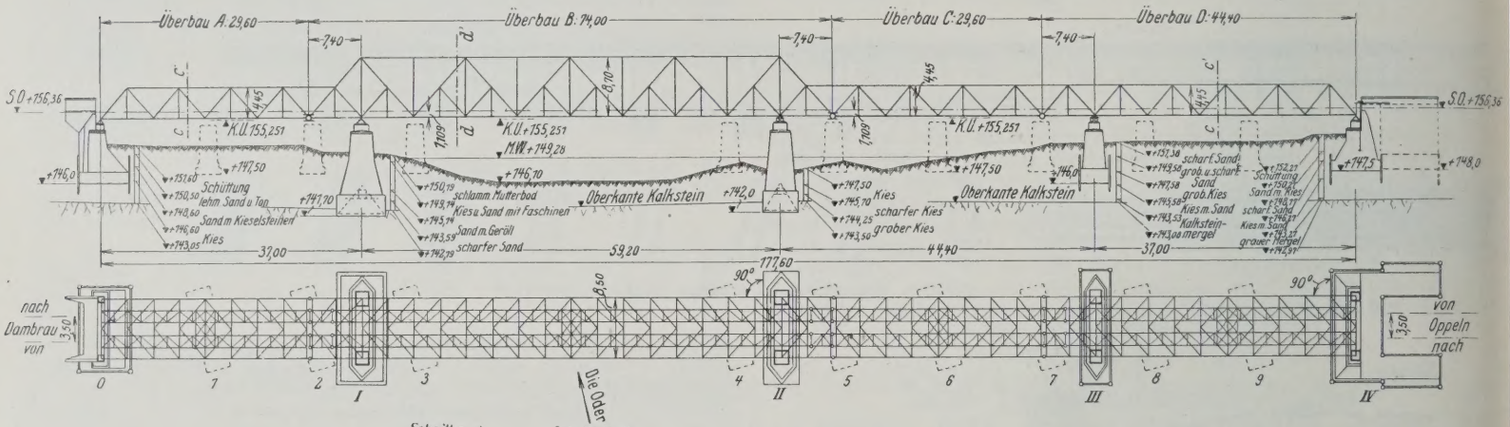
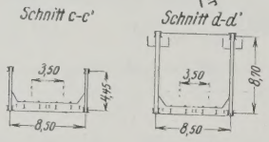


Abb. 6.
Ausgeführte Lösung.



gelegt. Ihre Schwerlastfahrzeuge, die bei einem Eigengewicht von damals 22 t für einen größten Achsdruck von 20 t und 58 t Ladung eingerichtet waren, durften nur mit 48 t ausgelastet werden, um keinen höheren Achsdruck als 17,5 t zu erzeugen. So blieb denn nichts übrig, als die Brücke zu verstärken oder zu erneuern. Die Überlegungen, die in dieser Hinsicht angestellt wurden, sollen hier kurz umrissen werden.

Die Festlegung des neuen Linienbildes.

Eine Lösung, in der alle Pfeiler beibehalten und verstärkt wurden, der Fachwerküberbau in fast allen Gliedern verstärkt wurde und die durchlaufenden Blechbalken gegen kürzere von etwa 14,7 m Stützweite auszuwechseln waren, schied aus, weil die durchgreifende Verstärkung sowohl des Fachwerküberbaus als auch der Pfeiler im Betriebe nicht unbedenklich erschien, und vor allem weil es ohne eine Verbreiterung der Pfeiler über der Flußsohle bezw. dem Vorlande nicht abgegangen wäre, also der Hochwasserquerschnitt in unzulässiger Weise eingeengt worden wäre. Die Kosten wären nicht viel hinter denen eines Neubaues zurückgeblieben. Eine Lösung nach Abb. 4 — zwei neue Strompfeiler, ein neuer 56 m weit gespannter zweigleisiger Fachwerküberbau, auf jeder Seite von ihm ein Trogblechbalken von 23,6 m Stützweite, die restlichen Öffnungen überbrückt vom Blechbalken mit Fahrbahn oben — wurde ebenfalls aufgegeben. Hierbei waren auch zwei Pfeiler, nämlich die, welche die Trogüberbauten zu stützen hatten, zu verstärken. Alles in allem wäre die Lösung kaum billiger geworden als ein durchgreifender Neubau nach Abb. 6, der auch in schönheitlicher Hinsicht mehr versprach und ausgeführt wurde. Dieser Entwurf zeigt statt der früheren neun Zwischenpfeiler nur noch drei, Widerlager am Ort der bisherigen in der Flucht der Deiche und einen Überbau mit den Umrissen eines einheitlichen gestuften Parallelträgers. Dieser Überbau wird durch Gelenke unterteilt. Über der Stromöffnung liegt ein trapezförmiger Träger von 59 m Stützweite und mit Kragarmen von je 7,4 m. Das Oppelner Widerlager und den Vorlandpfeiler verbindet ein Parallelträger von 37 m Stützweite mit nur einem und dem Strom zugekehrten überhängenden Teil von 7,4 m. Zwischen diesem und dem Stromüberbau liegt ein Schwebeträger von 29,6 m Länge. Dieser wiederholt sich auf der Dambrauer Seite, und zwar zwischen dem Kragarm des Stromüberbaues und dem Landwiderlager. Das gestaltete die Berechnung des Stromüberbaues einfacher, als wenn die Schwebeträger verschiedene Länge gehabt hätten. Wohltuend für das Auge ist, daß die Knicke im Obergurt des Hauptüberbaues über den Strompfeilern angeordnet sind, daß die Schrägstäbe sämtlicher Überbauten parallel zueinander sind und durchweg gleiche Felderteilung vorliegt. Die Unterkante der neuen Überbauten liegt auf derselben Ordinate wie die der alten. Während die alte Brücke einen Durchflußquerschnitt bei Hochwasser von 641,20 m² aufwies, brachte der neue Entwurf einen solchen von 682,29 m². Das in Abb. 6 wiedergegebene Linienbild wurde in seinen wesentlichen Punkten im Frühjahr 1926 festgelegt durch Reichsbahnoberrat Leopold, der damals das Brückendezernat der Reichsbahndirektion bis zum Herbst 1926 vertretungsweise verwaltete. Die Fa. Beuchelt & Co. in Grünberg machte zur selben Zeit einen Vorschlag nach Abb. 5, der nahezu die gleiche Pfeilerstellung und ein ähnliches Linienbild der Überbauten brachte, jedoch so, daß die Unterkante der seitlichen Überbauten tiefer heruntergezogen wurde. Eine gewisse Unruhe, die durch die geknickte Führung des Untergurts hervorgerufen wird, sprach gegen diesen Entwurf. Für die Wahl des Standortes der neuen Pfeiler war die Absicht leitend gewesen, die alte Brücke während des Neubaues wenigstens eingleisig im Betriebe zu belassen. Dies hoffte man zu ermöglichen, wenn die neuen Pfeiler zwischen den alten errichtet wurden. Für die beiden Strompfeiler ergab sich dabei eine Stellung, die als zwanglos bezeichnet werden kann. Nicht so für den Vorlandpfeiler. Dieser bekam eine solche Lage, daß der Kragarm des letzten, Oppeln zugekehrten Überbaus verhältnismäßig lang wurde und das Landwiderlager negative Auflagerdrücke anfzunehmen hat. Dem konnte jedoch baulich durch eine zweckdienliche Verankerung unschwer begegnet werden.

Grundlegendes für die Sonderentwürfe der Über- und Unterbauten.

Anfang Dezember 1926 betraute die Reichsbahndirektion Oppeln Beuchelt & Co., Abteilung Brückenbau in Grünberg, mit der Aufstellung der Sonderentwürfe für die eisernen Überbauten und dieselbe Firma, Abteilung Tiefbau, in Berlin mit der Anfertigung der Einzelentwürfe für

die Pfeiler und Widerlager. Im Verlauf des Januar 1927 wurden die Einzelheiten schärfer umrissen. Für die eisernen Überbauten wurde Lastenzug N und St Si vorgeschrieben. Sie sollten die gleiche Unterkante wie die alten, nämlich Ord. + 155,25 erhalten. Die Möglichkeit, die Fahrbahn bei Bedarf durch Straßenkraftwagen zweispurig benutzen zu können, war vorzusehen. Eine Fußwegauskragung für den öffentlichen Verkehr brauchte nicht vorgesehen zu werden, weil die Stadt sich entschied, die Belange der Einwohner durch Erbauung einer selbständigen Fußgängerbrücke über die Oder an anderer Stelle wahrzunehmen. Die Bohrungen, deren Ergebnisse in Abb. 6 eingetragen sind, förderten etwa unter Ord. + 143,0 Kalkstein zutage. Die Preußische Geologische Landesanstalt bezeichnete ihn als anstehendes Gebirge, und zwar als Plänerkalkstein, der für sich allein hier eine Mächtigkeit von 30 bis 35 m hat. In seinem ursprünglichen Bett, d. h. unter der verhältnismäßig hohen Überlagerung, hat er eine ziemliche Festigkeit. An die Luft gebracht wird er seifig. Über dem Plänerkalk fand sich scharfer Sand oder Kies und ganz oben Oderschlick. Am Ort des künftigen Pfeilers I wurde guter Baugrund bei + 143,59, also 2,50 m unter der Stromsohle, angetroffen. Vor 30 Jahren ging der Stromstrich der Oder noch über diese Stelle. Wenn sie damals auch durch umfangreiche Steinwürfe und Faschinenpackungen mehr nach Osten gezwängt wurde, so wird sie bei Hochwasser auch jetzt noch nach wie vor das Bestreben haben, dort, wo Pfeiler I hinkommen soll, Kolke zu bilden. Zu seinem Schutze schien es nötig, ihn mindestens 4 m tief zu gründen, also bis auf den Kalkstein hinab bezw. in ihn hinein zu führen. Aus ähnlichen Überlegungen wurde es auch für nötig erachtet, die untere Endigung des Pfeilers II, der nahezu in der Mitte des Stromes steht, mindestens 4 m zu überdecken, also etwa 1 m in den Kalkstein hineinzustecken. Somit war für beide Strompfeiler Druckluftgründung gegeben. Pfeiler III im Vorflutgelände schien auch nur dann ausreichend geschützt, wenn er wenigstens 4 m überdeckt war und seine Unterkante etwa in Höhe der Stromsohle, also der Ord. + 146,0 angelegt wurde. Zwischen ihr und dem Kalkstein war dann immer noch eine Kiesschicht von 3 m Mächtigkeit vorhanden. Pfeiler III konnte also zwischen Spundwänden gegründet werden, Pfähle waren nicht nötig. Das alte östliche Widerlager stand nach Auskunft der Zeichnung von 1844 mit seiner Sohle etwa auf + 147,50. Obwohl zwischen ihr und dem Kalkstein Kies anstand, waren doch Pfähle und Schwellrost vorhanden. Für das neue Ostwiderlager, das annähernd genau an der Stelle des alten östlichen zu errichten war, wurde auch eine Gründungstiefe + 147,50, und zwar ohne Pfähle, ins Auge gefaßt. Nur wenn sich bei der Ausschachtung Schwierigkeiten ergäben, sollte bis auf + 146,50 heruntergegangen werden können. Auch in diesem Falle war zwischen der Sohle des Widerlagers und dem Kalkstein eine 3 m starke Kiesschicht vorhanden. Eine noch tiefere Gründung schien nicht vertretbar, weil der Strom bei Hochwasser durchaus nach Westen drängt und das Ostwiderlager außerdem rd. 85 m vom Stromstrich entfernt liegt. Auch das Westwiderlager war am Orte des entsprechenden alten zu errichten. Da dieses nur etwa 40 m vom westlichen Ufer entfernt liegt, so wurde seine Sohle, um etwaigen Einbrüchen der Oder bei Hochwasser Rechnung zu tragen, von vornherein auf + 146,0 vorgesehen. Über dem Kalkstein war auch hier noch eine hinreichend mächtige Kiesschicht vorhanden. Neue Pfähle waren nicht nötig. Bei den Widerlagern und dem Vorlandpfeiler III war die Gründung zwischen Spundwänden in offener Baugrube gegeben. Bestandteile, die Beton zerstören, wurden weder im Wasser der Oder noch in dem des Untergrundes gefunden.

Eine Beanspruchung des Kalksteins durch 7 bis 8 kg/cm² war noch zu vertreten. Da nun die Strompfeiler wechselnde Belastung erfahren — Pfeiler I ist Bremspfeiler —, schien es wichtig, dafür zu sorgen, daß in keinem Belastungsfalle auf der einen Seite der Sohlenfuge Zugbeanspruchungen auftreten, um jede Möglichkeit auch der kleinsten Bewegung auszuschalten. Dabei konnten sich dann, wie später an den Spannungsbildern gezeigt wird, nur Beanspruchungen von $\leqq 4$ kg/cm² ergeben. Bei allen übrigen Baukörpern, die auf Kies oder Kiessand stehen, wurde eine Beanspruchung des Baugrundes mit etwa 5 kg/cm² für zulässig erachtet. Die wechselnden Belastungen, die Pfeiler III erfährt, ließen es ratsam erscheinen, auch in seiner Sohlenfuge an keiner Kante Zug auftreten zu lassen, so daß unter ihm mit keiner größeren Druckbeanspruchung als 3 kg/cm² zu rechnen war. Bei den Widerlagern bestanden keine Bedenken, die Mittelkraft um ein Geringes aus dem Kern herausfallen zu lassen, sofern es wirtschaftlich schwer zu erkaufen war, sie durchweg durch ihn zu führen. Hier war es berechtigt, nach dem Damm zu auf geringe Länge der Sohlenfuge einen spannungslosen Zustand zuzulassen, weil der ruhende Erddruck jegliche Bewegung des Widerlagers unterbinden wird. Eine größere Beanspruchung als 3 kg/cm² war unter diesen Gesichtspunkten auch hier in den üblichen Spannungsschaubildern kaum zu erwarten.

Die alten Pfeiler und Widerlager bildeten mit der Bahnachse einen Winkel von 74° 15'. Der Chef der Oderstrombauverwaltung hatte keine Bedenken, für die neuen Unterbauten eine Stellung senkrecht zu den Überbauten zuzulassen. Pfeiler und Widerlager konnten infolgedessen geringere Abmessungen erhalten. Die dadurch erzielte Ersparnis kann auf etwa 57 000 R.-M. beziffert werden.

Die Wahl des Bauvorgangs.

Auflagen des Chefs der Oderstrombauverwaltung.

Bei der weiteren Bearbeitung des Bauvorgangs traten bei der Reichsbahndirektion doch erhebliche Bedenken auf, ob es überhaupt möglich sein möchte, die neuen Pfeiler zwischen den bestehenden auszuführen, während der Betrieb noch über die bisherige Brücke ging. Die alten Pfeiler standen auf Pfählen, deren Länge man nicht kannte. Wer bürgte dafür, daß durch das Absenken der Senkkasten der Pfeiler I und II nicht der Boden zwischen den Pfählen der an sie grenzenden alten Pfeiler gelockert wurde und daß so eine Betriebsgefahr heraufbeschworen wurde? Die Blechbalken über den nicht unbedeutenden Baugruben am Ort der alten Widerlager einwandfrei abzustützen, sah man auch keinen gangbaren Weg. Die vorhandene Brücke hatte, wie schon erwähnt, beim HHW, das auf + 153,55 liegt, einen Durchflußquerschnitt von 641,20 m². Der Chef der Oderstrombauverwaltung konnte nicht zulassen, daß dieser Querschnitt durch Einbauten während des Baues auf weniger als 614 m² herabgemindert wurde, weil sonst die Deiche überflutet werden konnten, wodurch Oppeln gefährdet war. Welche Hochwasserabflußquerschnitte wären nun vorhanden gewesen, wenn die neuen Unterbauten unter den im Betriebe befindlichen Überbauten errichtet worden wären? In dem Augenblick, wo der Senkkasten des Pfeilers II absenkbereit gewesen wäre, 575 m². Nach Vollendung des Pfeilers II und mit dem Beginn des Ablassens des Senkkastens für Pfeiler I 573 m² und schließlich nach Fertigstellung sämtlicher neuen Pfeiler — die alten standen ja auch noch unversehrt — 583 m². Eine Einbuße von 614 — 573, d. h. von 41 m² war nicht tragbar. Sie wäre in Wirklichkeit noch größer geworden, weil ja noch weitere Einengungen durch Baugerüste unausbleiblich gewesen wären.

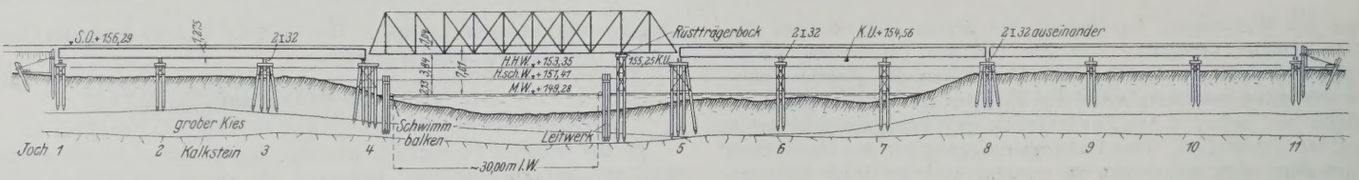
Da es die Linienführung der Hauptgleise verlangte, die neue Brücke genau in der Achse der alten zu errichten, blieb nur der Ausweg übrig, den Betrieb während der Bauausführung über eine Notbrücke zu leiten. Dann war es möglich, die alten Pfeiler so weit zu beseitigen, daß der geforderte geringste Hochwasserabflußquerschnitt von 614 m² eingehalten wurde. Man hätte nun den Pfeiler III (Abb. 6) mehr nach Richtung Dambrau zu anordnen können, weil es jetzt möglich war, vor Einleitung seiner Ausführung den alten Pfeiler 7 abzutragen. Es wurde jedoch davon abgesehen, weil der Entwurf der eisernen Überbauten schon zu weit gediehen war und ein besonderer Nachteil in dem Vorhandensein eines negativen Auflagerdrucks nicht erblickt werden konnte. Die gewählte Pfeilerstellung gab immerhin eine gewisse Freiheit für die Reihenfolge der Arbeiten. Der mit der Abänderung des Entwurfs verbundene Zeitverlust wäre nicht mehr einzuholen gewesen, wenn man die Absicht, die Brücke 1927 zu bauen, nicht aufgeben wollte. Der Chef der Oderstrombauverwaltung erteilte nämlich die Genehmigung zum Beginn des Baues nur unter der Voraussetzung, daß alle nicht endgültigen Einbauten bis zum 15. Dezember aus dem Strombett entfernt sein mußten. Solange die Joche der Notbrücke die Öffnungen zwischen den Pfeilern und Widerlagern einengten, drohte die Gefahr, daß bei Tauwetter und gleichzeitigem Hochwasser die Eisschollen aus dem oberen Lauf des Stromes die engen Öffnungen versetzten und Oppeln überschwemmt wurde. Die Notbrücke war stromabwärts zu errichten, weil ihre Joche dort immerhin im Schutze einiger während der Bauausführung beizubehaltender alten Pfeiler lagen, die den Stoß etwa auffahrender Schiffe abhielten. Derselbe Gesichtspunkt war hinsichtlich des Anprallens der Eisschollen maßgebend, falls etwa unvorhergesehene Hindernisse die Beseitigung der Einbauten über den 15. Dezember hinaus verzögerten.

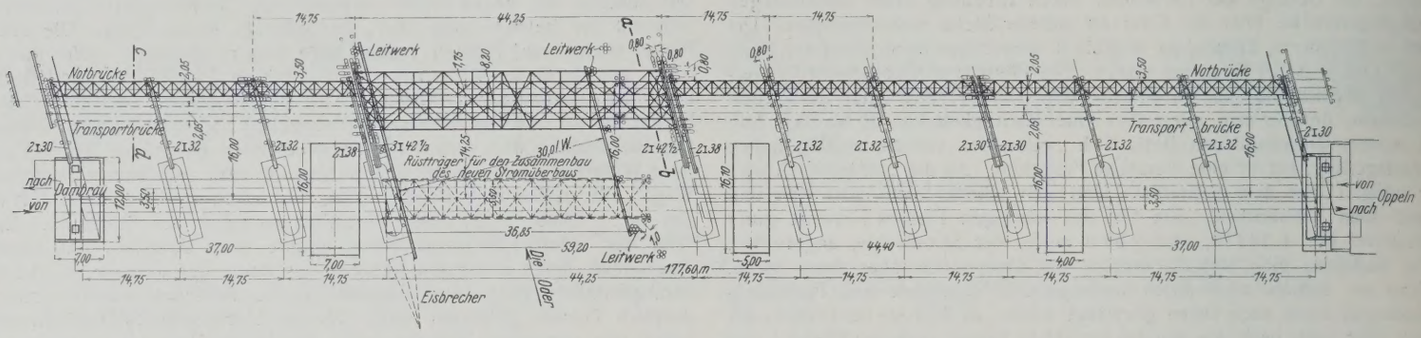
Weitere einschneidende Auflagen, die der Reichsbahndirektion für die Zeit der Bauausführungen gemacht wurden, waren diese: Die Schiffahrtöffnung darf nicht kleiner als 30 m sein. Bei einem Wasserstand + 150,10 NN muß bugsiert werden, weil die große, durch den verengten Durchflußquerschnitt hervorgerufene Strömung die Schiffe gefährdet. Um den Rückstau, der unter Umständen zu einer Überflutung der Deiche führen kann, bei Gefahr zu verfolgen, sind drei Hochwasserpegel in Nähe der Baustelle zu setzen, und zwar je einer 300 m und 50 m stromaufwärts und einer 50 m stromabwärts. Die Strompfeiler 3 und 4 sind gänzlich, d. h. mit Einschluß des Pfahlrostes, zu beseitigen, um für die Schiffe genügend Ankergrund zu schaffen. Die Pfeiler 5 und 6 sind bis auf den Pfahlrost abzutragen.

Die Notbrücke (Abb. 7) und das Umlegen des Betriebes.

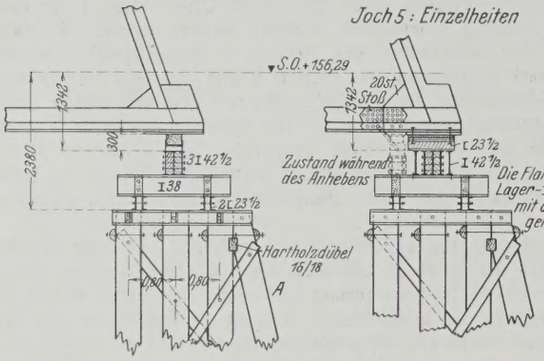
Der Bau wurde damit eingeleitet, daß an jedem Ende der Brücke ein Behelfsdamm geschüttet wurde, um die Gleise an die Notbrücke heranzuführen. Dazu waren insgesamt 7000 m³ Boden nötig. Das Rammen der Pfähle der Notbrücke setzte ein am 29. März 1927. Sie soll nunmehr eingehend beschrieben werden.

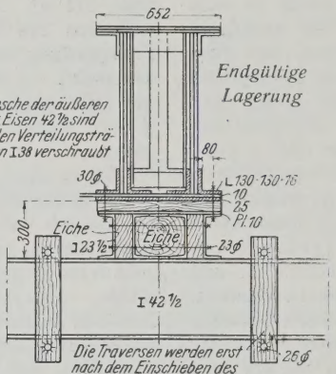
Die Unterbauten bestanden aus Pfahljochen in Richtung der alten Pfeiler und Widerlager, ihre Überbauten waren die der alten Eisenbahn-

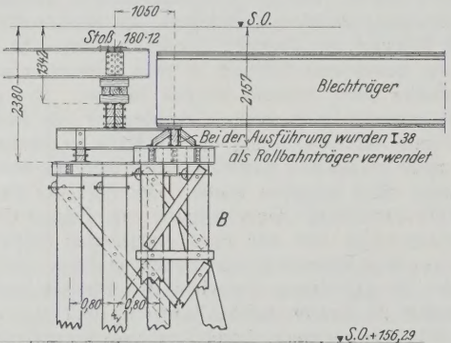


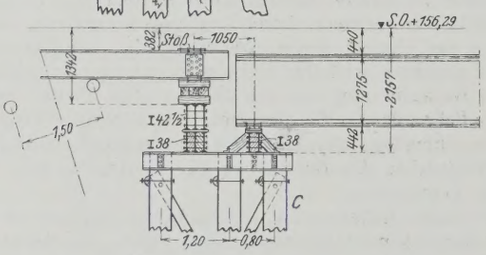


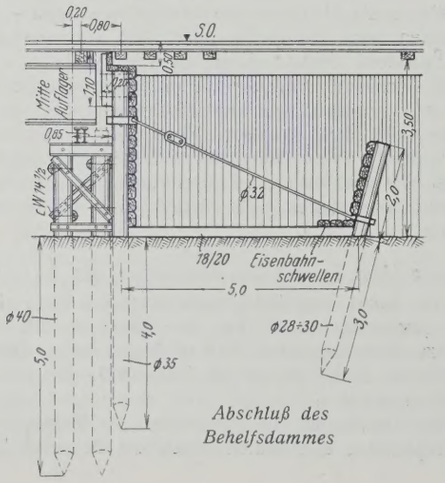
Joch 5 : Einzelheiten



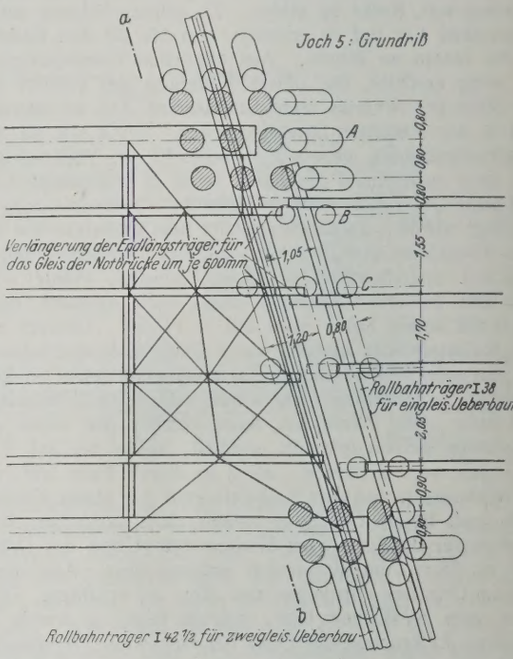








Joch 5 : Grundriß



Joch 5 : Schnitt a-b

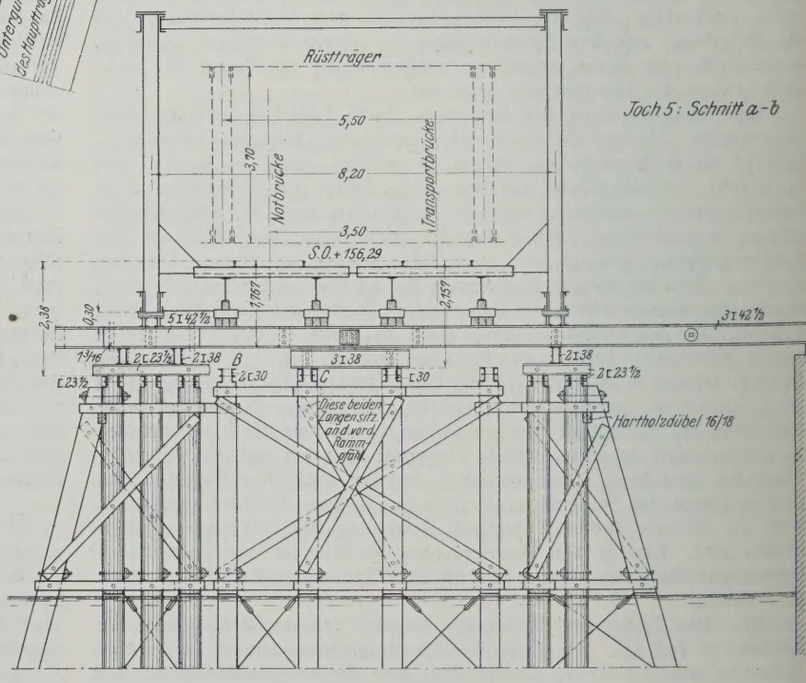
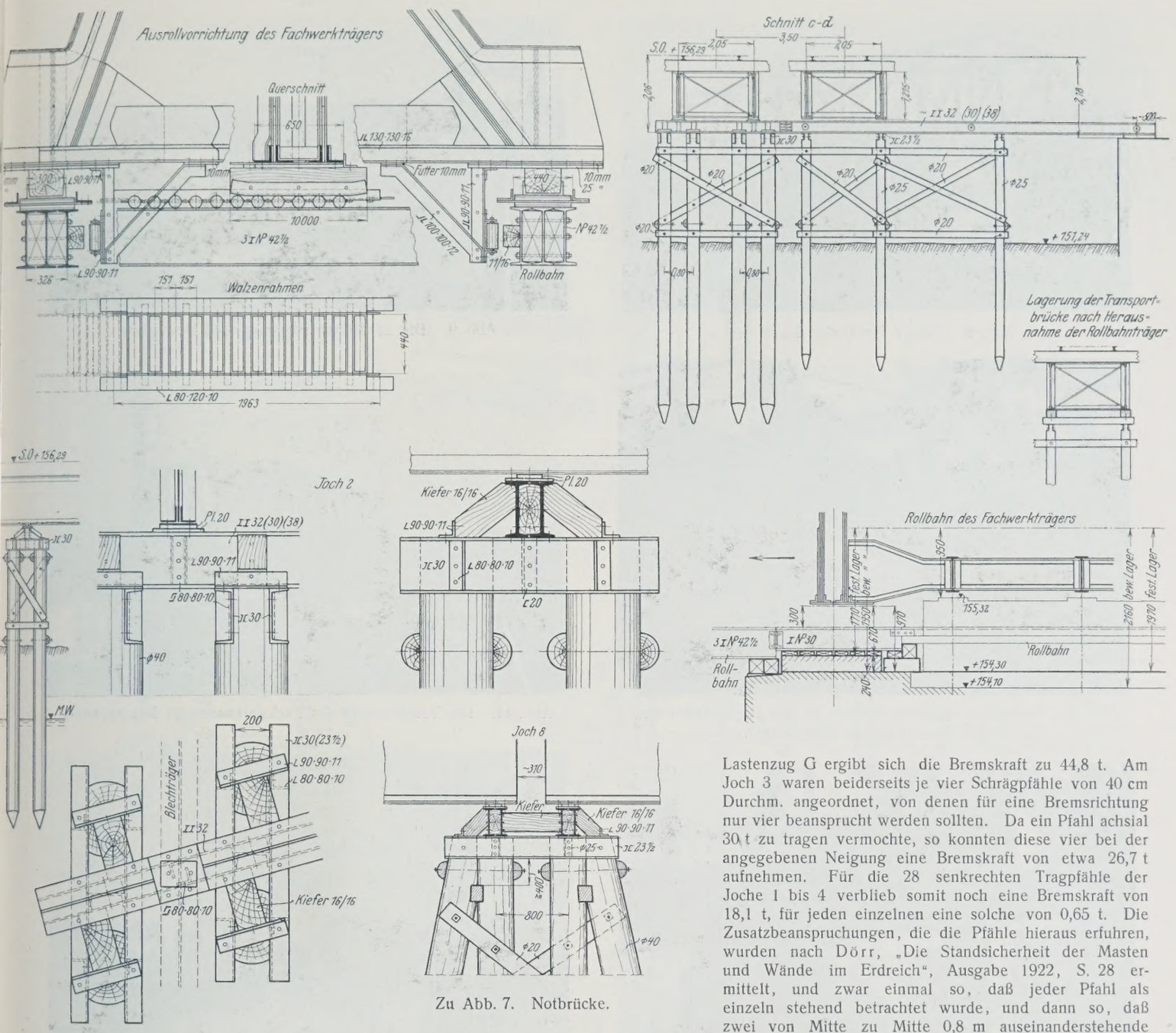


Abb. 7. Notbrücke.



Zu Abb. 7. Notbrücke.

brücke, die auf die Pfahljoche hinübergerollt wurden. Stromabwärts trug der Fachwerküberbau zusammen mit der einen Flucht von Blechbalken das Betriebsgleis der Hauptbahn, stromaufwärts mit der anderen Flucht der Blechbalken das schmalspurige Gleis zum Heranschaffen der Baustoffe. Die Achse des Hauptbahngleises war von der Achse der alten Eisenbahnbrücke 16 m entfernt. Die Pfähle unter dem Fachwerküberbau und dem Blechbalkenzug des Hauptbahnbetriebsgleises hatten 40 bis 45 cm Durchm., die unter den Blechbalken für das schmalspurige Zufuhrgleis 25 cm Durchm. Bei Pfählen von 40 bis 45 cm Durchm. wurde im Entwurf eine Rammtiefe von 5 m angesetzt. Dabei errechnete sich aus Mantelreibung und Spitzenwiderstand die Tragfähigkeit zu 30 bezw. 37 t. Bei den Pfählen von 25 cm Durchm. sah der Entwurf eine Rammtiefe von 3,5 m vor, um eine Tragfähigkeit von 13 t zu erzielen. Wir haben eine wirkliche Eindringungstiefe zwischen 3 und 7 m gehabt.

Bei der Beanspruchung, die die Überbauten des Hauptbahnbetriebsgleises den Jochen mitteilen, wurde mit einer Stoßziffer gerechnet, die dem arithmetischen Mittel aus der Stoßziffer bei ruhender Last, also 1, und der bei bewegter Last entspricht, und mit einer Bremskraft in Höhe von $^1/_7$ aller auf den Überbauten befindlichen Lasten. Ein Teil der Bremskräfte wurde in Schrägpfähle geleitet, die in der Neigung 4,5 : 1 standen, und zwar so, daß die Schrägpfähle neben den einzelnen Jochen nur für eine Fahrtrichtung in Wirksamkeit treten sollten. Der überschießende Rest der Bremskraft wurde auf die senkrechten Tragpfähle als Zusatzbeanspruchung geworfen. Der Gang der Berechnung sei für den 44,25 m langen durchlaufenden Überbau der Joche 1 bis 4 kurz erläutert: Für den Lastenzug G ergibt sich die Bremskraft zu 44,8 t. Am Joch 3 waren beiderseits je vier Schrägpfähle von 40 cm Durchm. angeordnet, von denen für eine Bremsrichtung nur vier beansprucht werden sollten. Da ein Pfahl achsial 30 t zu tragen vermochte, so konnten diese vier bei der angegebenen Neigung eine Bremskraft von etwa 26,7 t aufnehmen. Für die 28 senkrechten Tragpfähle der Joche 1 bis 4 verblieb somit noch eine Bremskraft von 18,1 t, für jeden einzelnen eine solche von 0,65 t. Die Zusatzbeanspruchungen, die die Pfähle hieraus erfuhren, wurden nach Dörr, „Die Standsicherheit der Masten und Wände im Erdreich", Ausgabe 1922, S. 28 ermittelt, und zwar einmal so, daß jeder Pfahl als einzeln stehend betrachtet wurde, und dann so, daß zwei von Mitte zu Mitte 0,8 m auseinanderstehende Pfähle infolge der Verzangung als Ganzes wirkten.

In den Jochen 4 und 5, wo der Stromüberbau und die Flutbrücken zusammenstoßen, waren die Pfähle für den ersteren und die letzteren sorgfältig voneinander geschieden. In „Joch 5: Grundriß" sind die senkrechten Tragpfähle des Stromüberbaues mit schraffiertem Querschnitt, die für die Blechbalken durch leere Kreise dargestellt. Das gesamte Eigengewicht des zweigleisigen Fachwerküberbaues einschl. Schienen, Schwellen und Belag betrug 280 t. Mit Rücksicht auf die einseitige Lage des Betriebsgleises kamen auf das stromabwärts gerichtete Lager 230 t, auf das stromaufwärts gerichtete 135 t. Dementsprechend waren unter einem Lager neun Pfähle, unter dem anderen sechs Pfähle vorgesehen. Schnitt *A* und Schnitt *a — b* unter „Joch 5" zeigen die Einzelheiten der Auflagerung des Stromüberbaues in einem Schnitt, der gleichlaufend zur Gleisachse und einem, der in Richtung des Pfahljoches geführt ist. Die Pfahlköpfe wurden von Zangen aus ⊏-Eisen gefaßt. Diese trugen zwei Träger aus gekuppelten ⊏-Eisen und über diesen I-Träger, auf denen schließlich die Rollbahn aus drei miteinander verbolzten I-Trägern ruhte. Sämtliche Träger waren so zueinander gelagert, daß jeder Pfahl die gleiche Belastung erfuhr. Die Rollbahn war am anderen Ende auf dem alten Steinpfeiler gelagert. Nachdem der Stromüberbau am Ort seiner Bestimmung angekommen war, hob man ihn mittels Wasserpressen an, verbreiterte die Lagerfläche auf der Rollbahn, indem auf jeder Seite noch ein I $42^1/_2$ hinzugefügt wurde, und ersetzte die Walzen sowie den darüberliegenden Holzbalken durch einen Lagerkörper, der aus vier ⊏ $23^1/_2$, zwischenliegenden Eichenklötzen und einer Platte darüber gebildet wurde. „Joch 5:

Abb. 8. Fertige Pfahljoche 6 und 5.

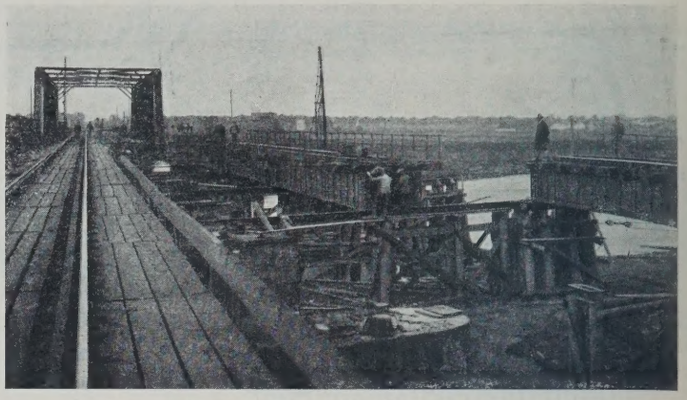


Abb. 9. Die nördlichen Blechträger in Bewegung.

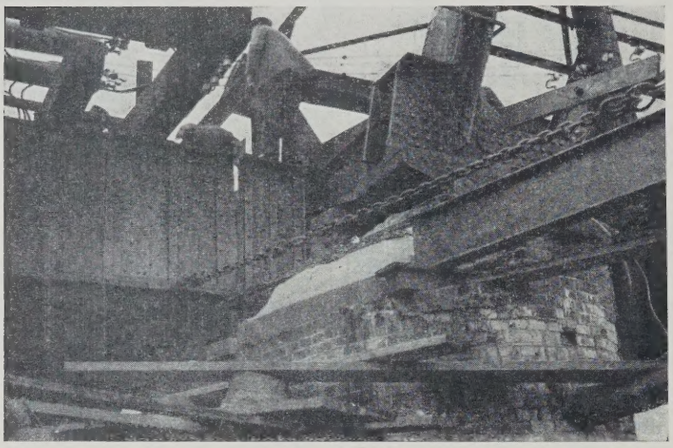


Abb. 10. Beginn des Ausfahrens eines an den Fachwerküberbau grenzenden nördlichen Blechträgers.

Abb. 11. Die Verschiebung des Fachwerkbaues ist fast beendet.

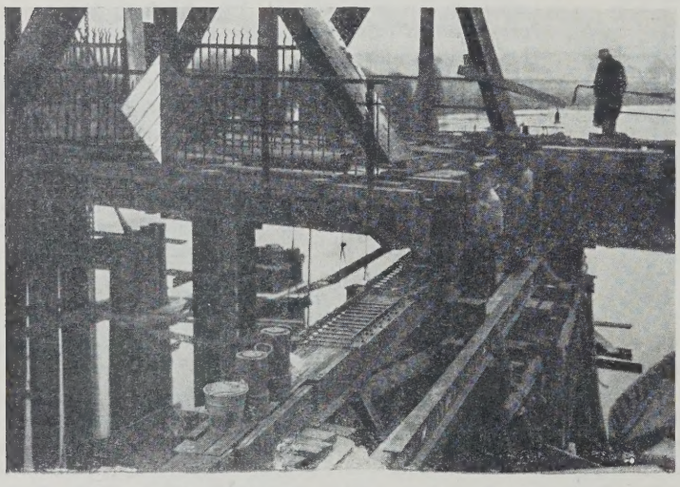


Abb. 12. Die Rollbahn von Fachwerk- und Blechträger nach beendeter Verschiebung.

Abb. 14. Drei Rammen arbeiten gleichzeitig.

Einzelheiten" gibt das Bild der endgültigen Lagerung in Ansicht und Grundriß wieder. Schnitt B und C zeigt die Auflagerung eines Blechbalkenträgers: zwei senkrechte Pfähle, die durch Zangen aus ⊏-Eisen am Kopf miteinander verbunden sind, darüber zwei I 38 als Rollbahnträger, seitlich durch Holzknaggen und ⌊-Eisen auf die letzteren abgestützt, als endgültige Auflagerung. Links sieht man in diesen Abbildungen die Lagerung eines Längsträgers des Fachwerküberbaus. Ihm fehlten die Endquerträger. Aus den Schnitten C und $a - b$ ersieht man, daß es nötig war, die Rollbahn etwa auf die Entfernung der einander zugekehrten Hauptträger der beiden Blechbalken durch einen Unterzug aus drei I 38 zu stützen.

Alle Auflagerpunkte der Blechbalken des Betriebsgleises außerhalb der Joche 4 und 5 waren durch je vier senkrechte Pfähle gestützt. Die Abb. 7

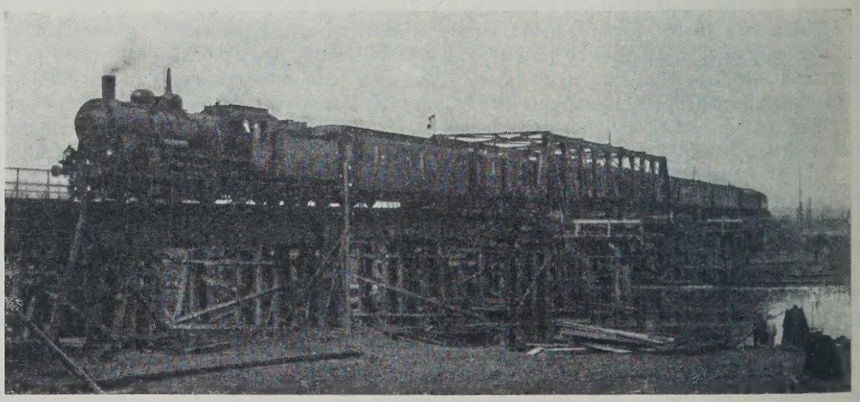


Abb. 13. Die Notbrücke in Betrieb.

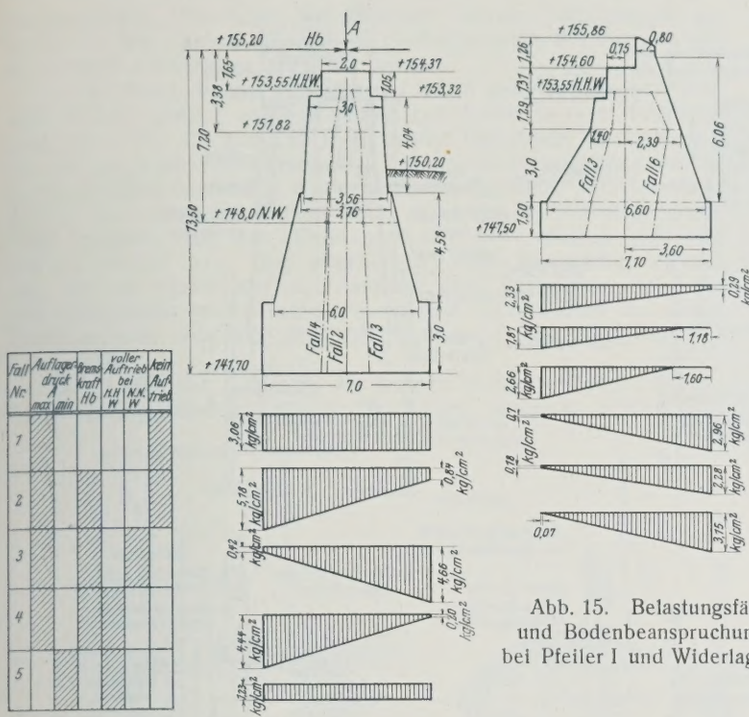


Abb. 15. Belastungsfälle und Bodenbeanspruchungen bei Pfeiler I und Widerlager IV.

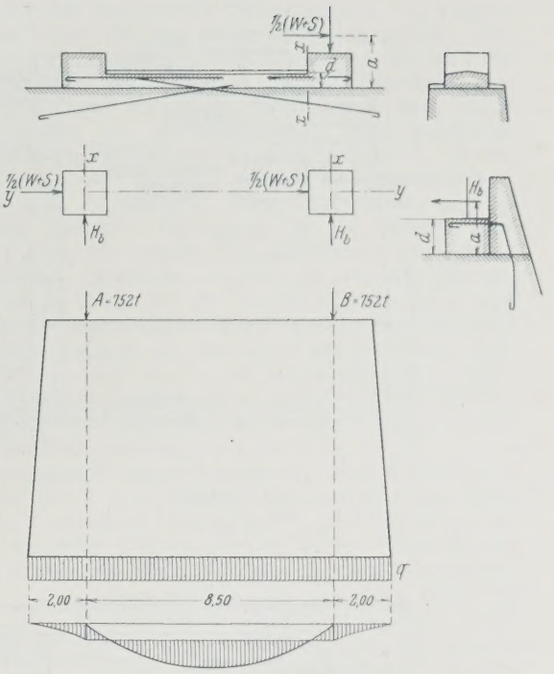
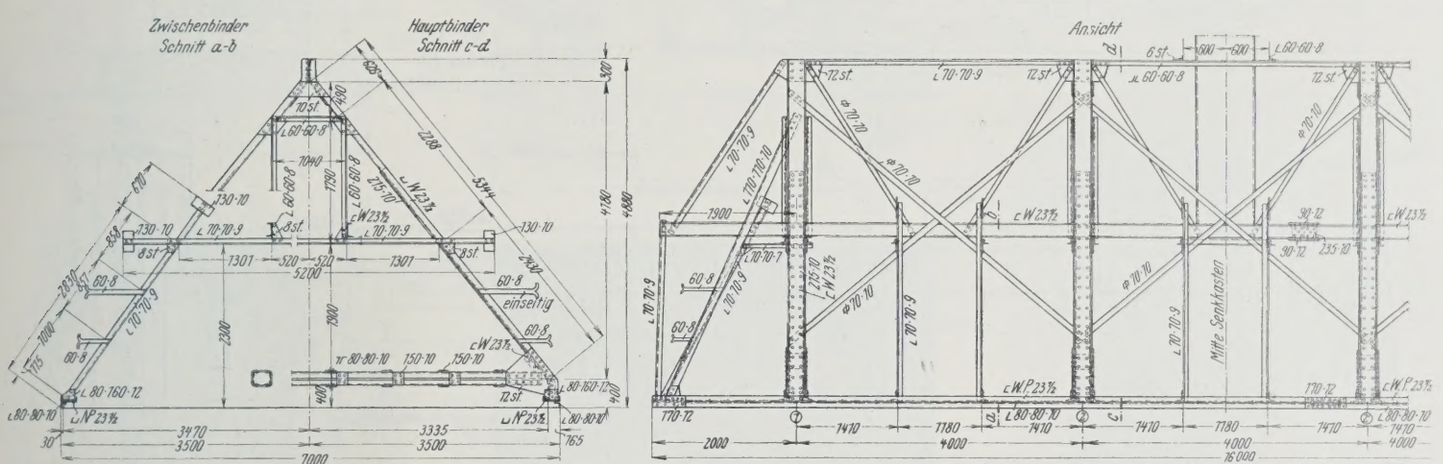


Abb. 16. Berechnungsgrundlagen für die Eisenbetonbänke auf Widerlagern und Pfeilern.



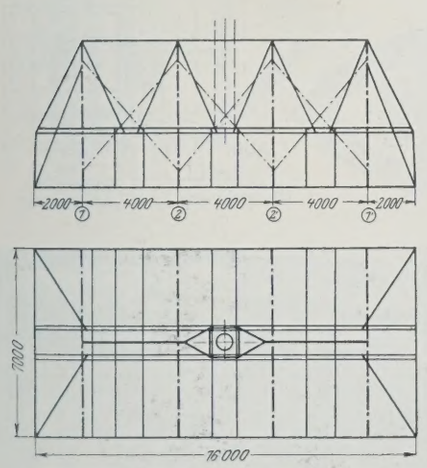


Abb. 17. Eisenfachwerk im Senkkasten des Pfeilers I.

gibt über Einzelheiten bei Joch 2 und 8 Aufschluß. Die Pfahlköpfe wurden auch hier durch Zangen aus ⊏-Eisen gefaßt. Auf ihnen lag der Unterzug aus zwei I-Eisen. Ihr Zwischenraum war dort, wo sie sich auf die ⊏-Eisen legten, durch Holzstücke ausgefuttert. Sie waren durch Holzknaggen gegen ∟-Eisen abgestützt, die auf die ⊏-Eisen geschraubt waren. Die Stege der Walzprofile waren dort, wo die Einzelkräfte angreifen, sorgfältig ausgesteift. Die schrägen Pfähle waren mit den senkrechten außer durch Bolzen noch durch Dübel verbunden. Die Auflagerung der beiden hintereinanderfolgenden Blechbalken auf Joch 8 weicht nur insofern von der bei Joch 2 ab, als statt eines Unterzuges zwei durch Holzklötze gegeneinander abgesteifte vorgesehen waren. Aus Schnitt $c - d$ ist die Unterstützung der Überbauten zu erkennen, die das schmalspurige

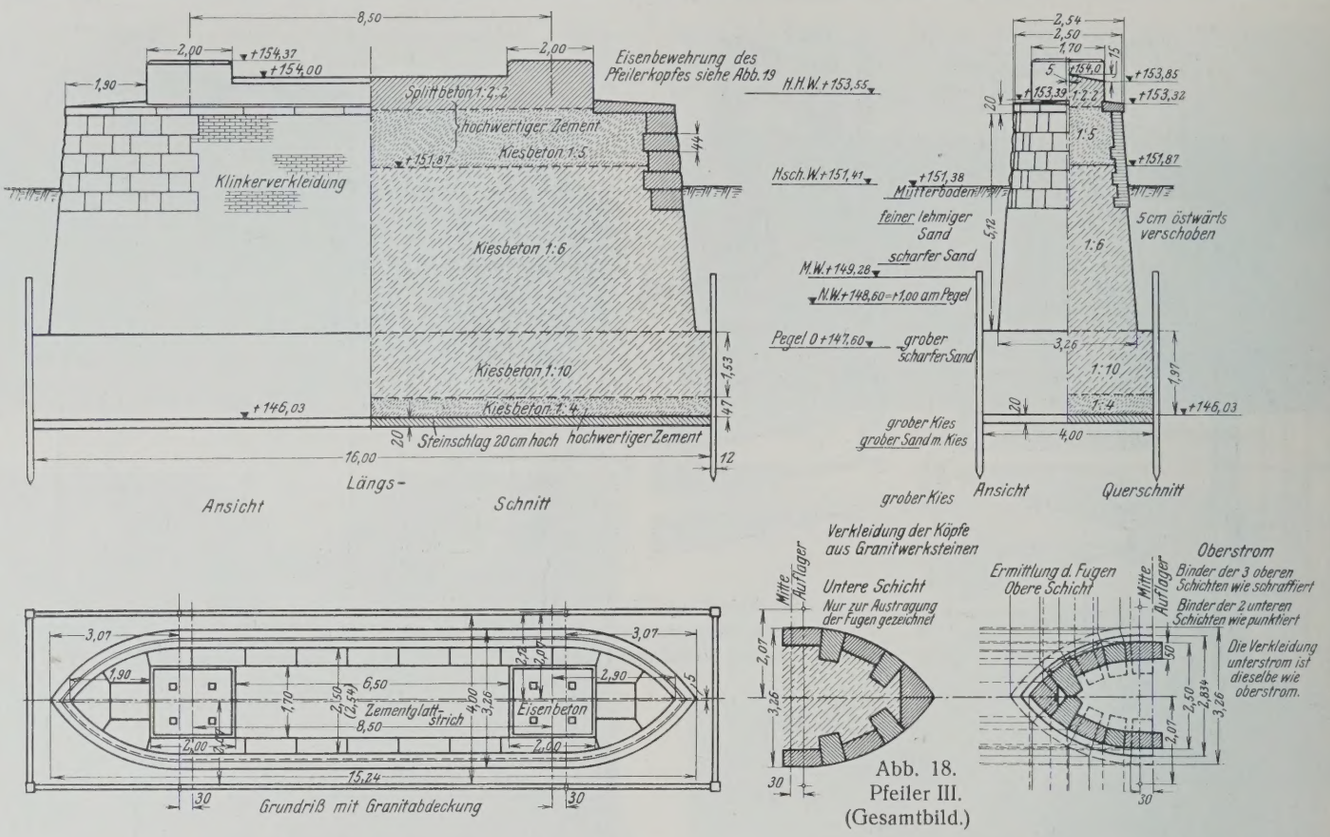


Abb. 18. Pfeiler III. (Gesamtbild.)

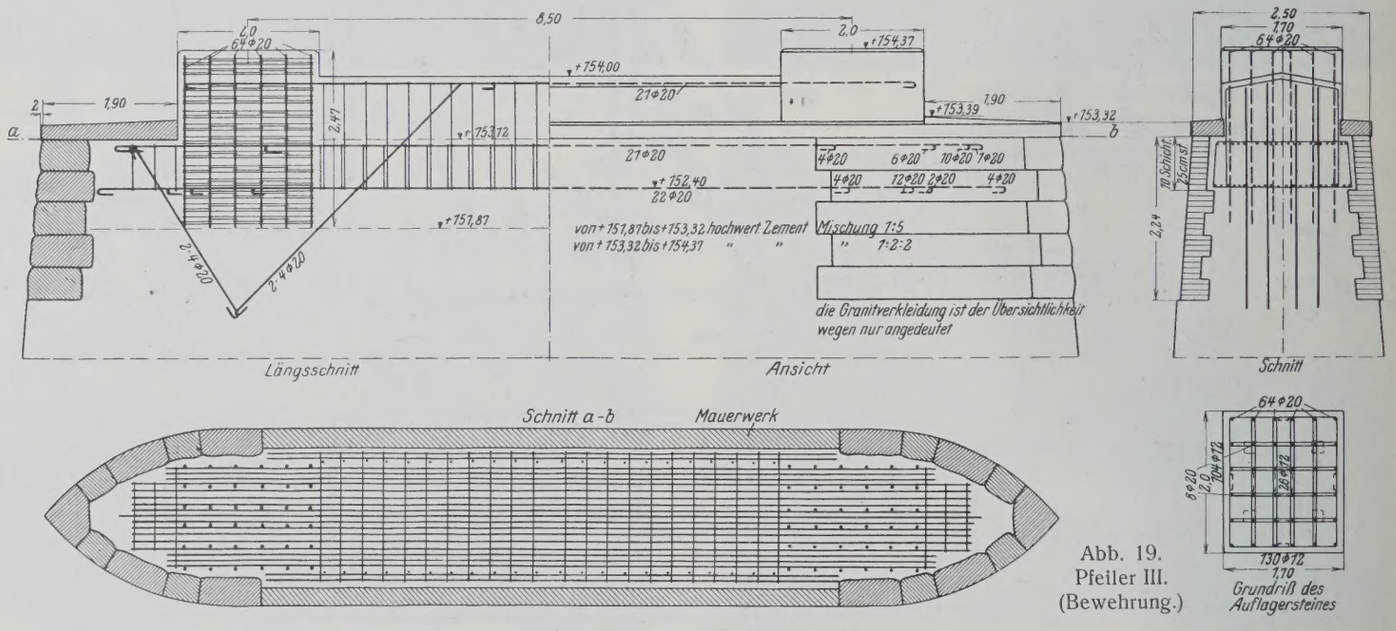


Abb. 19. Pfeiler III. (Bewehrung.)

Zufuhrgleis tragen. In jedem Joch standen zur Auflagerung dieser nur gering belasteten Blechbalken zwei Pfähle von 25 cm Durchm. in Richtung der Hauptträger. Die von dem Schmalspurgleis ausgeübte Nutzlast war zu 300 kg/m² angesetzt worden. Nach Beendigung des Hinüberschiebens wurden die Rollbahnträger unter den Überbauten des Schmalspurgleises, die mit denen unter den Blechbalken des Betriebsgleises nur verlascht waren, herausgenommen und durch Holzbalken ersetzt.

An einigen Jochen wurden dann noch zur Aufnahme größerer Seitenstöße Schrägpfähle in Richtung der Pfeilerlängsachsen gerammt. Der Abschluß des westlichen und des östlichen Behelfsdammes gegen die Notbrücke war unabhängig von den Pfählen, auf denen die Blechbalken lagerten. Er bestand aus einer besonderen Pfahlreihe, hinter die sich Eisenbahnschwellen stemmten und die durch Anker mit besonders gesicherten Schrägpfählen verbunden waren. Dadurch, daß vor den Schrägpfählen eine Wand aus alten Bahnschwellen errichtet war und daß sich zwischen die Schrägpfähle und die senkrechten Pfähle der Bohlwand wagerecht liegende Balken stemmten, auf denen wiederum ein wagerechter Boden aus Bahnschwellen in gewisser Breite lag, wurde ein bedeutender Erdkörper gefaßt, der einem Nachgeben der Bohlwand

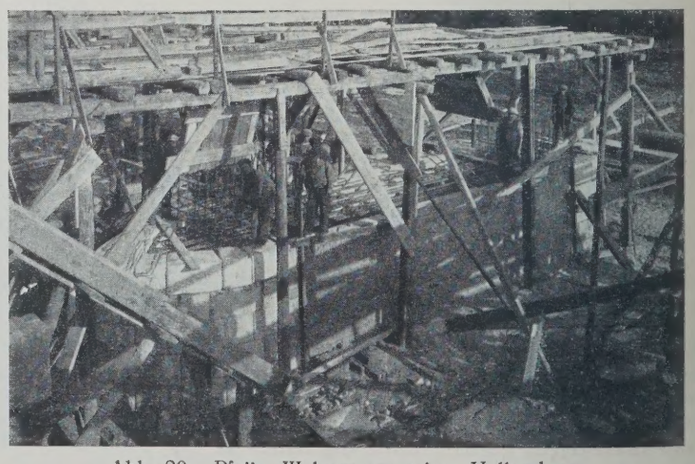


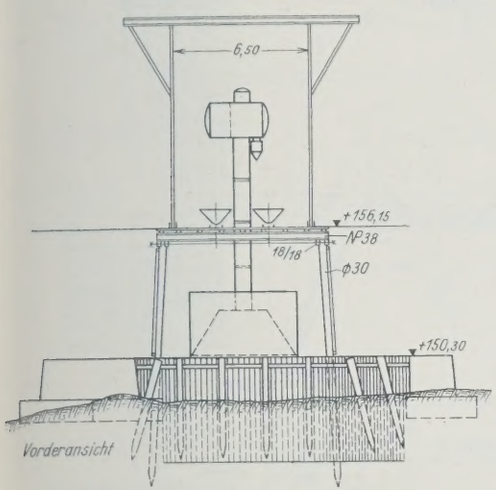
Abb. 20. Pfeiler III kurz vor seiner Vollendung.

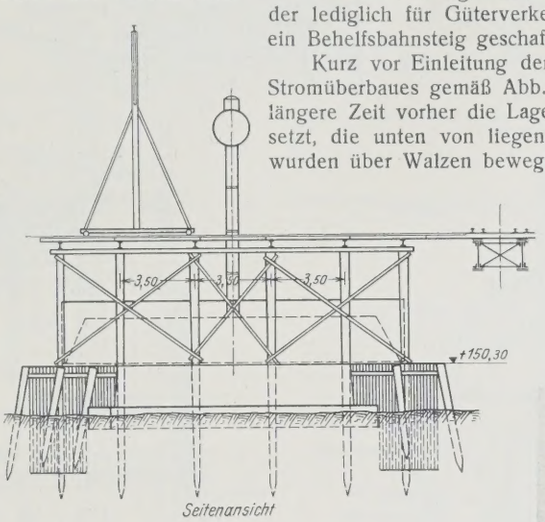
entgegenwirkte. Am Kopf der Bohlwand wurden Vorkehrungen getroffen, um den Abstand zwischen der letzten Schwelle des Dammes und der ersten des Überbaues gering zu halten.

In den Raum, der von den Jochen 4 und 5 und den entsprechenden alten Pfeilern gebildet wurde, sicherten zwei Leitwerke eine Schiffahrtrinne von 30 m. Zu dem Zweck waren drei Pfahlbündel von je sieben und drei von je fünf Pfählen hergestellt und mehrere Einzelpfähle gerammt. An diesen Pfahlbündeln und einzelnen Pfählen bewegten sich Schwimmbalken. Auf diese Weise waren auch die Joche der Notbrücke gegen Stöße gesichert. In dem Raum zwischen den östlichen Leitwerkpfählen, Joch 5 und dem zugehörigen alten Strompfeiler erkennt man die vier Pfahlbündel zur Aufnahme des Rüstträgers, der, wie später beschrieben werden wird, einmal dem Zusammenbau des neuen Stromüberbaues und dann dem Zerschneiden des alten Fachwerküberbaues diente.

Abb. 8 gibt eine Aufnahme der fertigen Pfahljoche 6 und 5 wieder. Vor Einleitung der Bewegung der Überbauten wurde das stromabwärts gelegene Hauptgleis der alten Brücke außer Betrieb gesetzt. Der Verkehr von und nach Breslau wurde über die Brücke eingleisig geführt. Die Blechträger des stillgelegten Hauptgleises wurden nacheinander mit Hilfe von Flaschenzügen und Winden, die im Vorland standen, hinübergeschoben (Abb. 9 u. 10). Der Blechträger, der an den Stromüberbau stieß, mußte um 60 cm verkürzt werden, um vorbeizukommen. Seine Stehbleche wurden in den neuen Auflagersenkrechten sorgfältig ausgesteift. In der Nacht vom 21. zum 22. Mai 1927 galt es, den Stromüberbau zwischen 23 und 7 Uhr auf die Joche zu bewegen. Diese Pause konnte nur geschaffen werden, indem zahlreiche Durchgangs-Gz. von Breslau nach Groschowitz statt über Brieg und Oppeln Hbf. nach Groschowitz auf der Entlastungsstrecke Breslau—Carlsmarkt—Oppeln Ost—Groschowitz gefahren wurden, und indem einige Pz., die von Breslau über Brieg und Oppeln Hbf. nach Gleiwitz und Beuthen laufen, auf der Zugmeldestelle Sczepanowitz vor Oppeln endigten, die Reisenden mit Kraftwagen nach Oppeln Hbf. gebracht wurden und hier in neu beginnende Züge stiegen. Ähnlich wurde in umgekehrter Richtung verfahren. Auf Bahnhof Sczepanowitz, der lediglich für Güterverkehr eingerichtet ist, mußte zu diesem Zweck ein Behelfsbahnsteig geschaffen werden.

Kurz vor Einleitung der Bewegung wurden die Auflagerpunkte des Stromüberbaues gemäß Abb. 7, „Ausrollvorrichtung“, nachdem man schon längere Zeit vorher die Lagerkörper beseitigt hatte, auf Balkenstücke gesetzt, die unten von liegenden ⊏-Eisen gesäumt waren. Diese Körper wurden über Walzen bewegt, die durch die Sprossen eines Rahmens geführt wurden, also von ihrer Bahn nur unwesentlich abweichen konnten. Senkrecht stehende Walzen, die mittels nach unten gerichteter Auskragungen an den Hauptträgeruntergurten angebracht waren, sorgten dafür, daß der Überbau sich in der vorgeschriebenen Richtung bewegte.





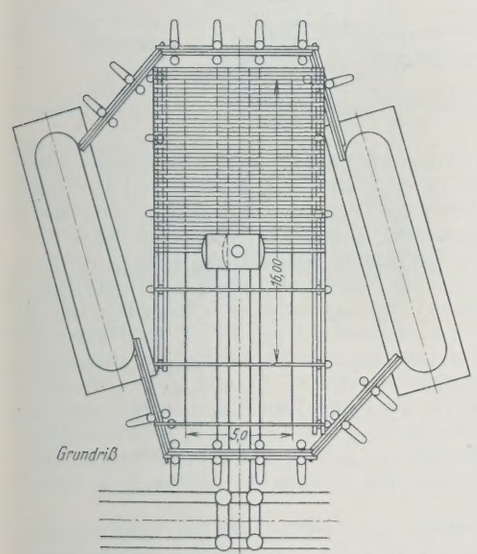


Abb. 21. Insel für Pfeiler II mit Schüttgerüst.

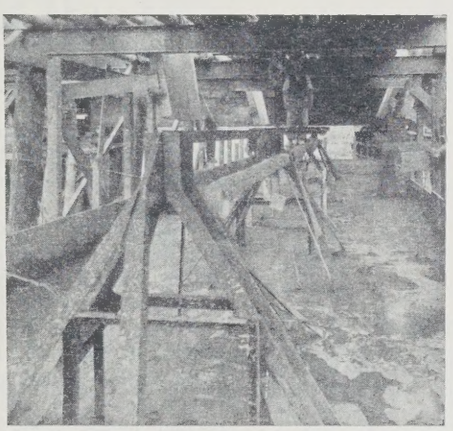


Abb. 24. Unter der Plattform des Schüttgerüstes für Pfeiler II.

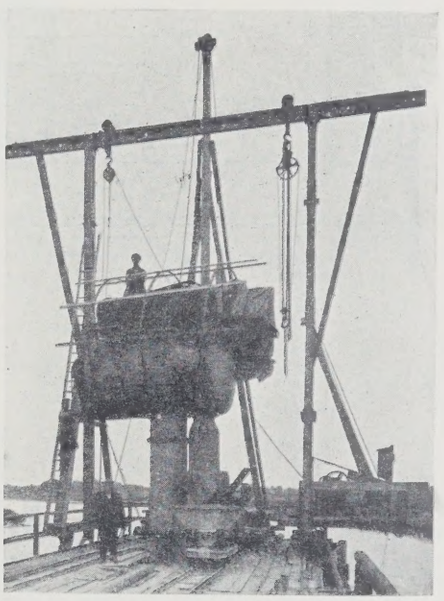


Abb. 23. Plattform des Schüttgerüstes für Pfeiler II.

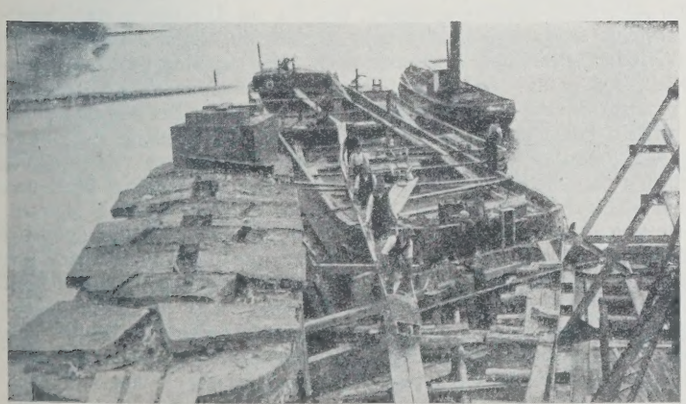


Abb. 22. Kähne bringen den Boden für die Insel des Pfeilers II.

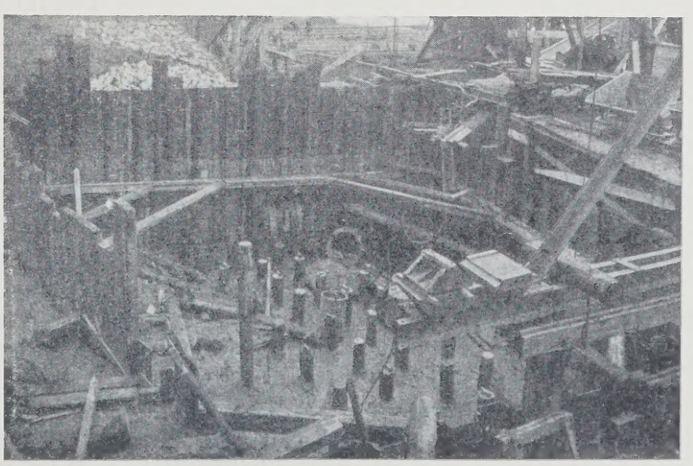


Abb. 25. Baugrube des Widerlagers *O*.

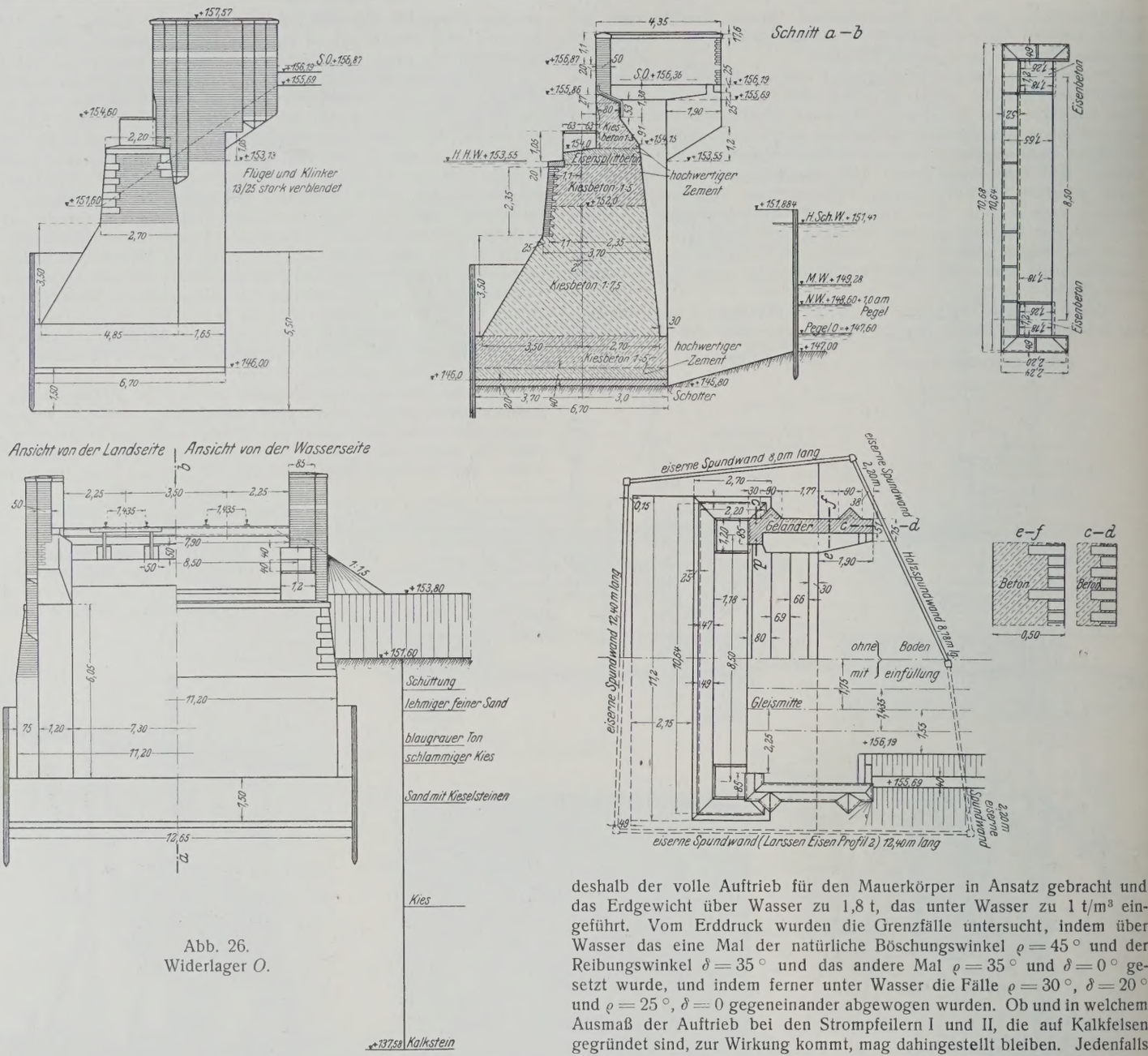


Abb. 26.
Widerlager *O*.

Die Fortführung der Rollbahn des Fachwerküberbaues über die alten Pfeiler ist eingehend dargestellt. Am Morgen des 22. Mai, kurz bevor der Fachwerküberbau seine endgültige Lage auf den Pfahljochen erreichte, bot sich dem Auge das aus Abb. 11 ersichtliche Bild. Man erkennt links Reste des alten Betriebsgleises und die Lücke, die der Fachwerküberbau hinterlassen hatte. Zu gleicher Zeit war es möglich, eine umfassende Aufnahme der Rollbahn des Fachwerkträgers und der des Blechträgers anzufertigen (Abb. 12), in der auch die Fortführung der ersteren über den Pfeiler deutlich wird. Am Morgen des 22. Mai gingen die ersten Früh-D-Züge ziemlich im Plan über die Notbrücke (Abb. 13). Nun war es möglich, die zweite Flucht der Blechbalken, die das Fördergleis tragen sollte, in die neue Lage zu bringen.

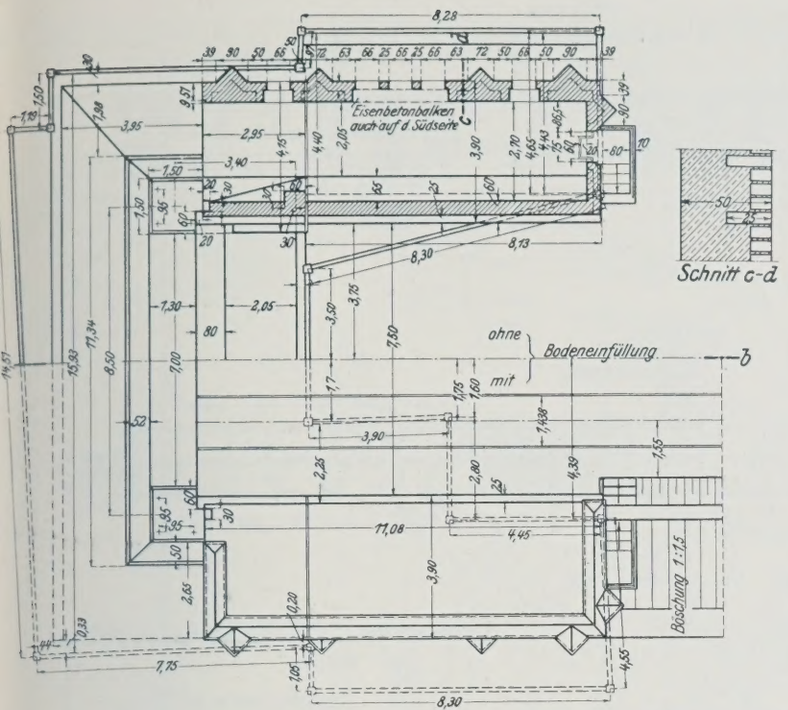
Insgesamt waren 280 Pfähle mit einem Inhalt von 370 m³ und einer gesamten Länge von 2888 m geschlagen worden. Zeitweise waren drei Rammen gleichzeitig im Betriebe gewesen (Abb. 14). An den wichtigsten Pfählen wurden während des Betriebes wenigstens einige Wochen nach der Inbetriebnahme in gewissen Zeitabständen Höhenmessungen vorgenommen. Irgendwelche Setzungen konnten nicht ermittelt werden.

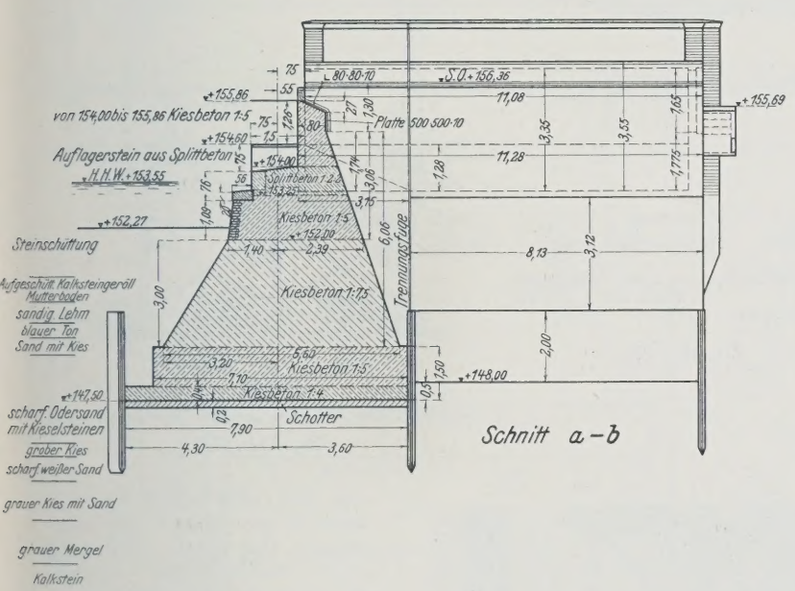
Selbst wenn man annimmt, daß die Pfahljoche verstopft werden könnten, wies die Notbrücke bei dem HHW (+ 153,55) einen Durchflußquerschnitt von 619,43 m² auf. — Der Platz für die Herrichtung der neuen Pfeiler und Widerlager war nun frei.

Die neuen Pfeiler und Widerlager.

Der Boden unter den Widerlagern ist durchlässiger Kies. Ihre Hinterfüllung ist auch wasserdurchlässig, so daß der Wasserstand in ihr jeweils dem der Oder entspricht. Bei der Berechnung der Widerlager wurde deshalb der volle Auftrieb für den Mauerkörper in Ansatz gebracht und das Erdgewicht über Wasser zu 1,8 t, das unter Wasser zu 1 t/m³ eingeführt. Vom Erddruck wurden die Grenzfälle untersucht, indem über Wasser das eine Mal der natürliche Böschungswinkel $\varrho = 45°$ und der Reibungswinkel $\delta = 35°$ und das andere Mal $\varrho = 35°$ und $\delta = 0°$ gesetzt wurde, und indem ferner unter Wasser die Fälle $\varrho = 30°$, $\delta = 20°$ und $\varrho = 25°$, $\delta = 0$ gegeneinander abgewogen wurden. Ob und in welchem Ausmaß der Auftrieb bei den Strompfeilern I und II, die auf Kalkfelsen gegründet sind, zur Wirkung kommt, mag dahingestellt bleiben. Jedenfalls wurden sie mit und ohne Auftrieb berechnet. In Abb. 15 sind die fünf ungünstigsten Belastungsfälle, für die Pfeiler I untersucht wurde, und die sechs ungünstigsten, die die Berechnung des Widerlagers IV berücksichtigte, zusammengestellt, ebenso die sich bei den einzelnen Fällen ergebenden Beanspruchungen des Baugrundes. Die Richtung der Bremskraft ist dabei durch einen Pfeil angedeutet.

Die Auflagersteine und Köpfe jedes Widerlagers und jedes Pfeilers sind als einheitlicher Körper in Eisenbeton ausgebildet. Die beiden Auflagersteine sind durch einen Steg miteinander verbunden, der etwa 0,4 m unter ihrer Oberkante beginnt und bis zur Unterkante der Granitabdecksteine heruntergeführt gedacht ist, die die Auflagersteine seitlich als Bekrönung der Köpfe begrenzen (Abb. 16). Der Steg ist so mit Eisen bewehrt, daß er das Moment aus Wind- und Seitenkräften in bezug auf den Querschnitt $x-x$ vollständig aufnehmen kann. Bei der Ermittlung der größten Fugenpressung unter den Auflagersteinen infolge der Mittelkraft aus Bremskraft, Wind und Seitenstoß trug man der Verspannung durch den Steg Rechnung, indem nur das halbe Moment aus Wind und Seitenkraft berücksichtigt wurde. Ferner sind dann noch aus dem Moment, das die dem Strom zugekehrte Bremskraft in bezug auf den Querschnitt $y-y$ ausübt, die Eiseneinlagen berechnet worden, die die Auflagersteine mit dem Widerlager verbinden müssen. Schließlich erhielten die Köpfe noch eine weitere Bewehrung unterhalb der Stege, um die Biegungszugspannungen aufzunehmen, die aus den aufwärts gerichteten Kräften entstehen. Dabei wurde angenommen, daß das aufgehende Mauerwerk ohne Senkkasten und ohne Grundplatte als umgekehrter Balken auf zwei Stützen, die von den Auflagern gebildet werden, und mit überkragenden Enden angesehen werden kann. Er wird belastet durch die gleichmäßig





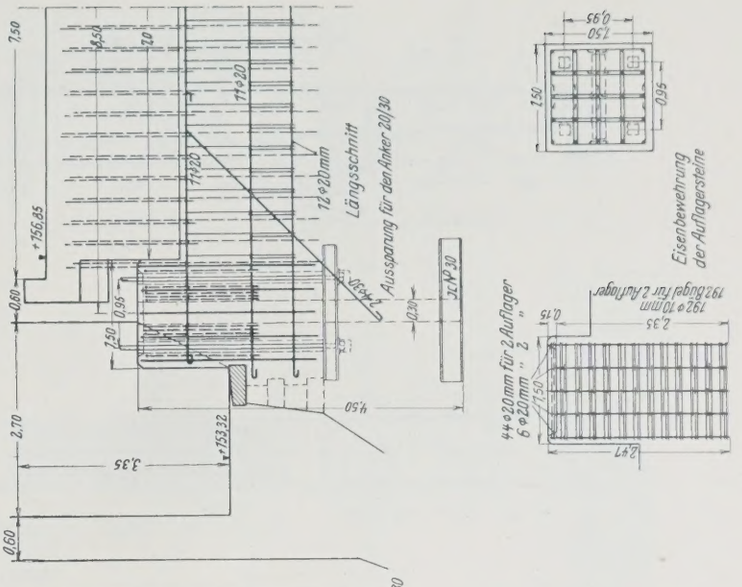


Abb. 28. Widerlager IV. Bewehrung des Kopfes.

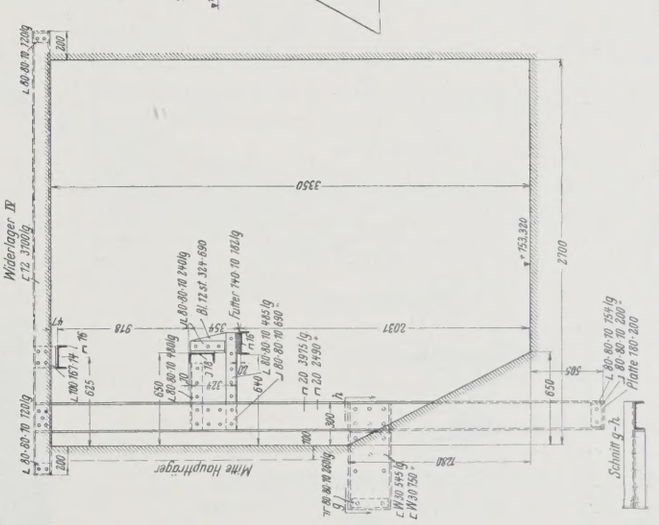


Abb. 29. Widerlager IV. Lichtraum der Wagenkammern.

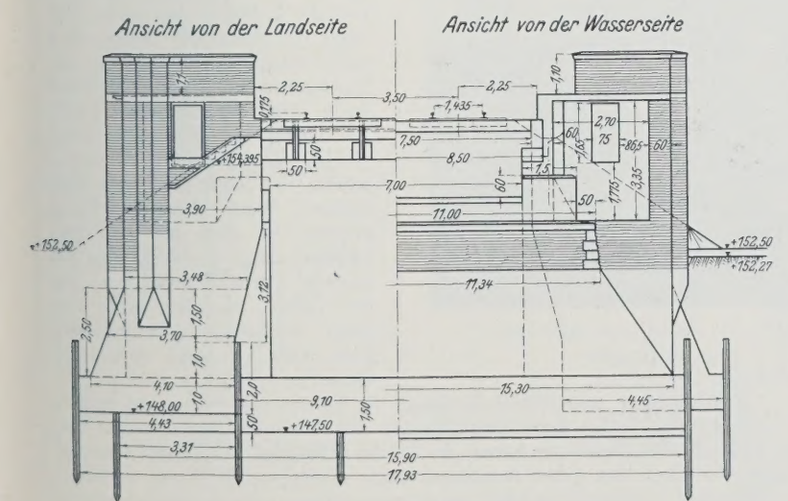


Abb. 27. Widerlager IV. Gesamtanordnung.

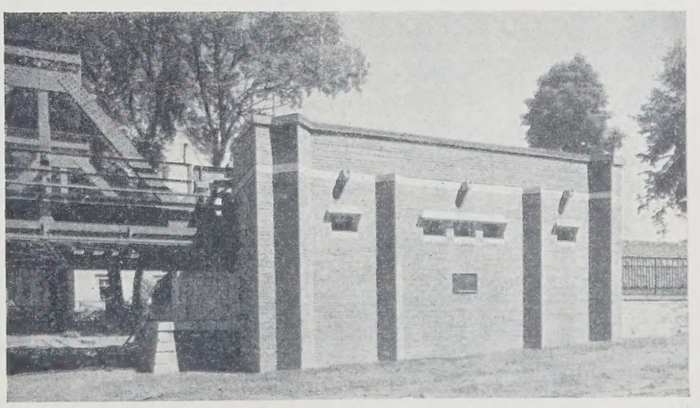


Abb. 30. Südansicht des Widerlagers IV.

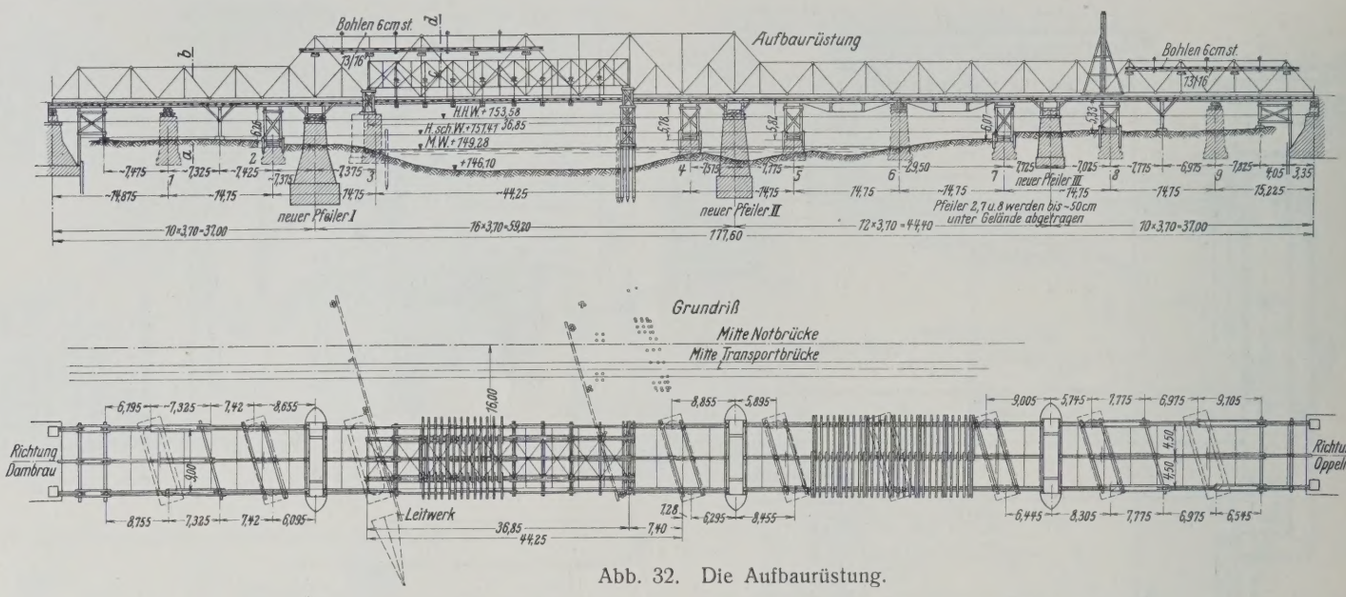


Abb. 32. Die Aufbaurüstung.

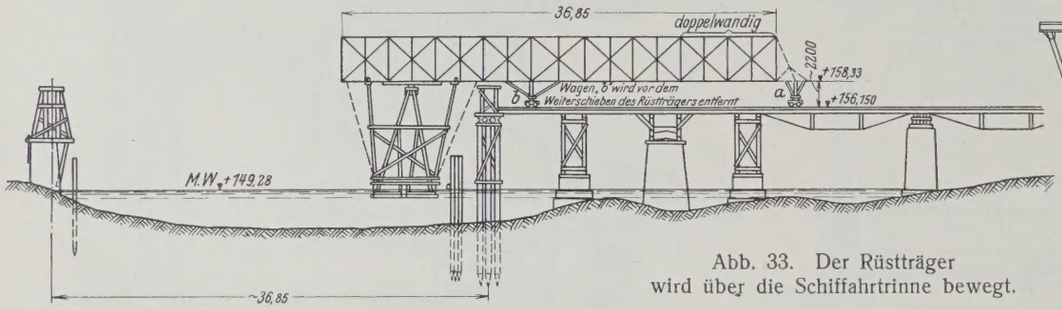
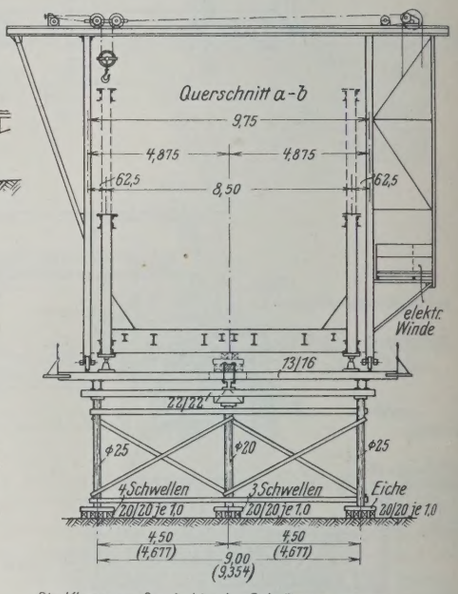
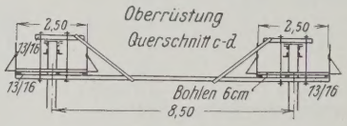


Abb. 33. Der Rüstträger wird über die Schiffahrtrinne bewegt.



Die Klammermaße sind in der Schrägen gemessen

Zu Abb. 32.



Zu Abb. 32.

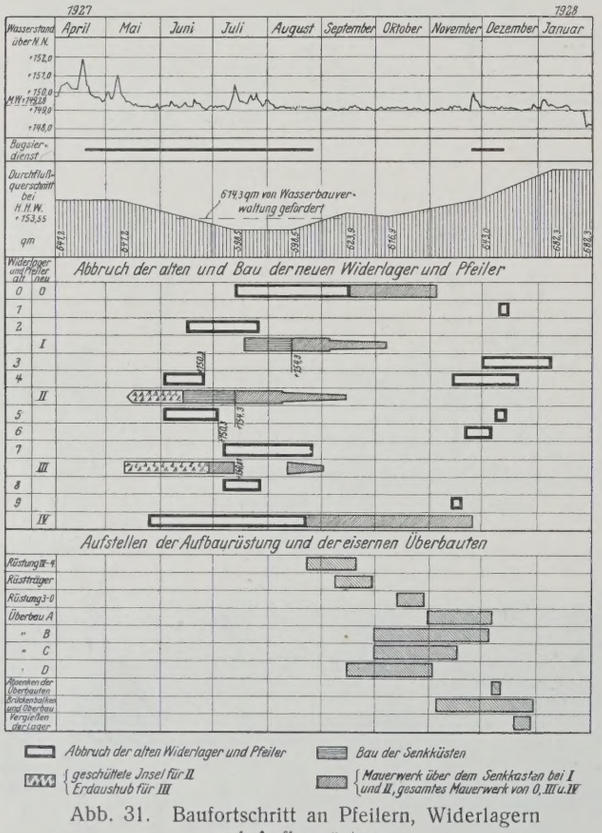


Abb. 31. Baufortschritt an Pfeilern, Widerlagern und Aufbaurüstung.

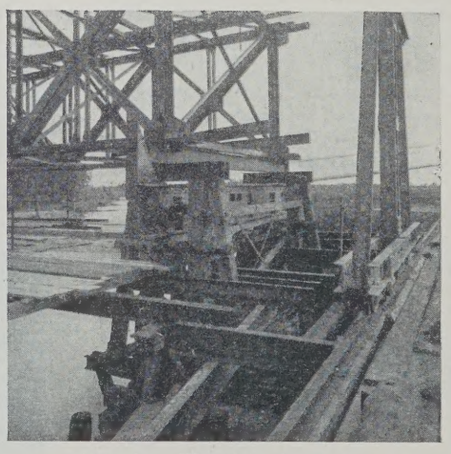


Abb. 34. Westliche Lagerung des Rüstträgers.

verteilt gedachte Spannung in der Fuge zwischen Senkkasten bezw. Grundplatte und aufgehendem Mauerwerk. Die Auflagersteine selbst sind als Würfel bewehrt, um einem Abplatzen von Betonteilen und Rißbildungen beim Schwinden zu begegnen.

Die Senkkasten besitzen ein Gerippe aus Eisenfachwerk nach Abb. 17, Wände und Decken sind aus Beton. Sie waren, wie später mitzuteilen sein wird, nicht mittels Spindeln, sondern von Inseln aus abzusenken. Ihre Binder erfahren die größte Beanspruchung, während der frische Beton der Seitenwände und der Decken eingebracht wird, und die ⊏-Eisen der Decke, solange der Beton der Decke noch nicht erhärtet ist. Da ist das Eigengewicht des Eisens und der noch nicht abgebundenen Hülle aus Beton als Belastung einzuführen. Unter diesem Gesichtspunkte ist das Eisenwerk berechnet. Wenn dann der Beton erhärtet ist und das Absenken beginnt, liegt ein sehr stark bewehrter Verbundkörper vor, der die Lasten aus dem mehr und mehr wachsenden Pfeilermauerwerk ohne weiteres aufnehmen kann.

Widerlager und Pfeiler bestehen im Innern aus Beton und sind in den größten Teilen ihrer Ansichtflächen mit blauroten Eisenklinkern verblendet. Stromaufwärts haben die Pfeiler Schneiden aus Granit erhalten, aus Gründen des guten Aussehens auch stromabwärts. Sonst ist Granit nur noch verwendet worden an je zwei vorderen Ecken der Widerlager sowie zur Abdeckung der Widerlager und Pfeiler in Höhe der Unterkante

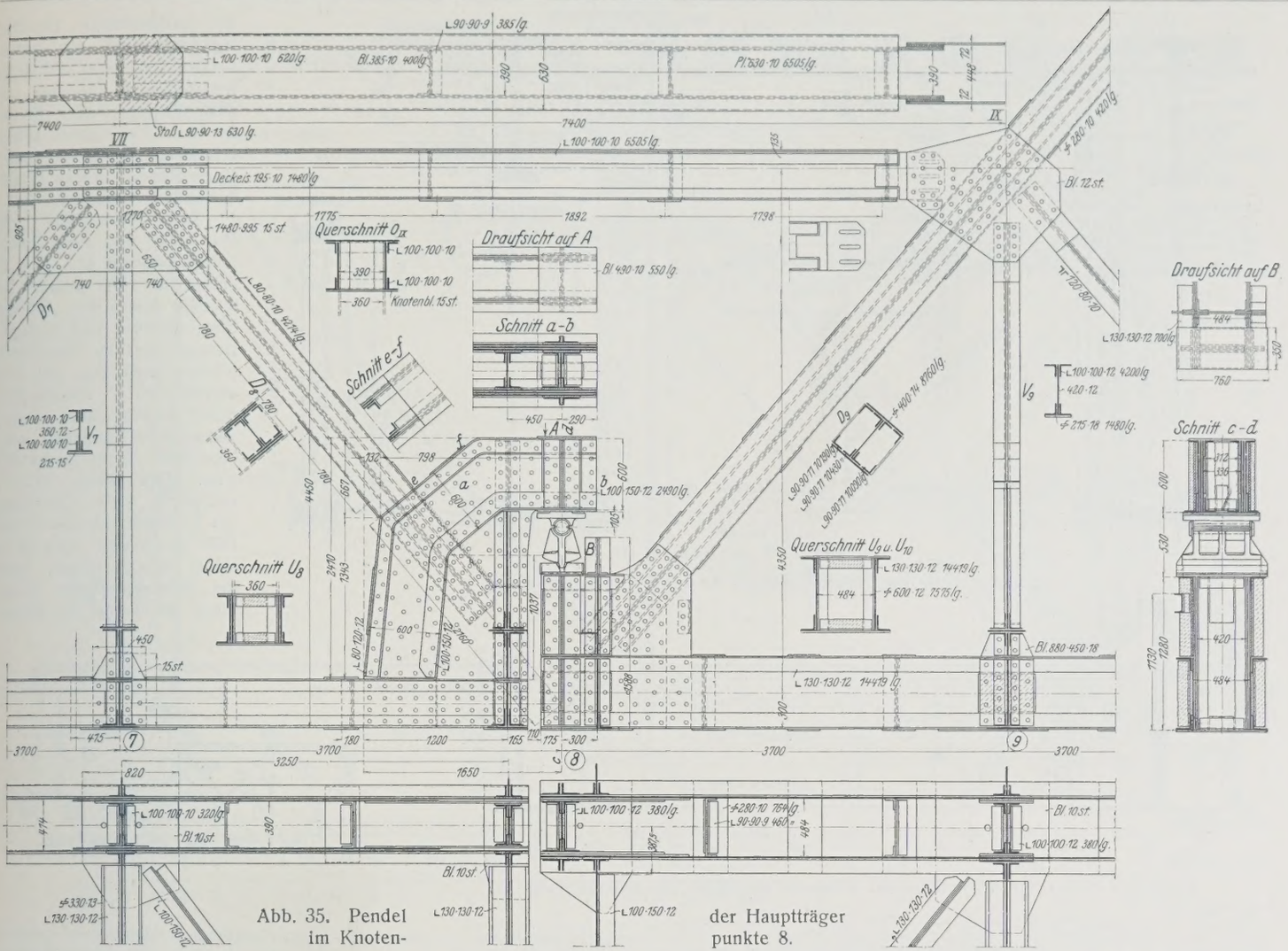
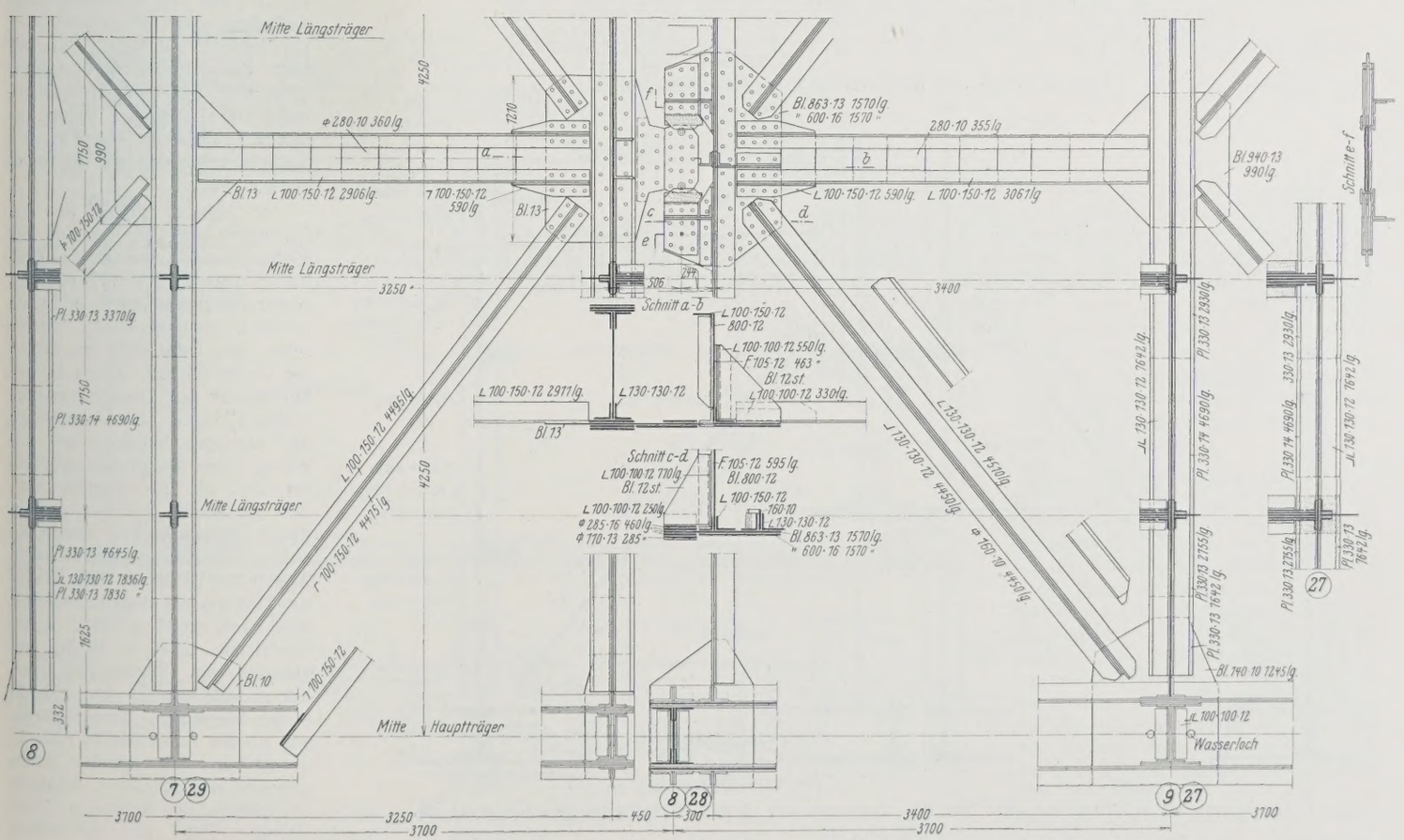
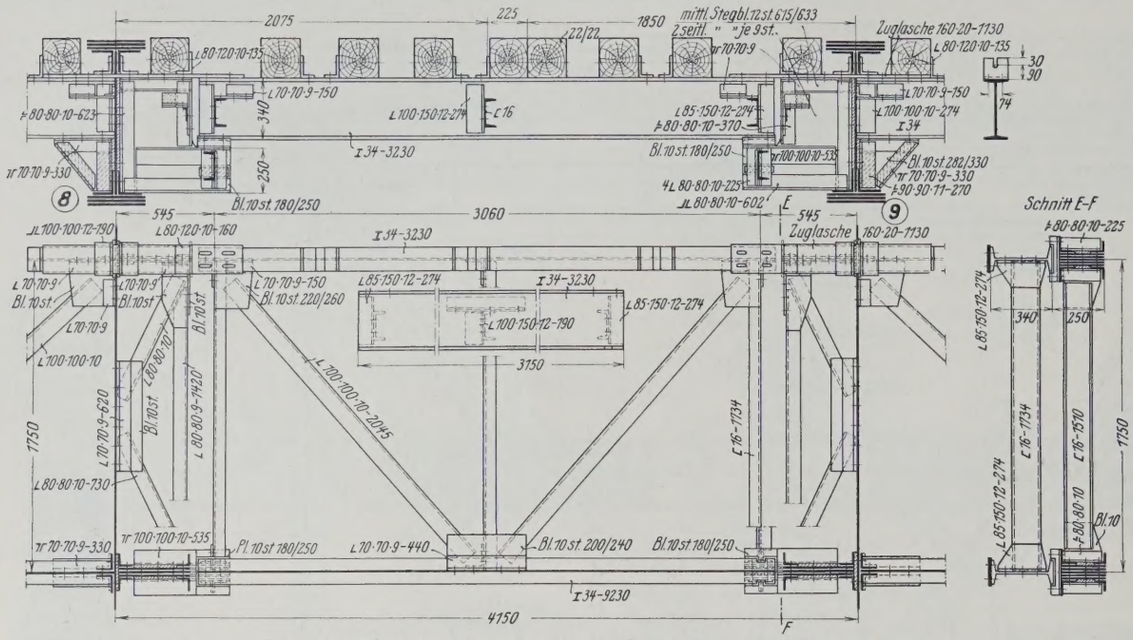


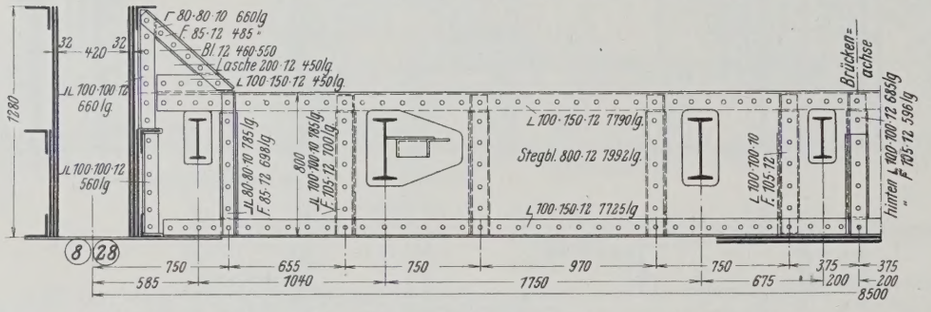
Abb. 35. Pendel der Hauptträger im Knotenpunkte 8.



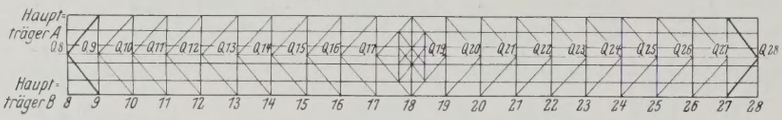
Zu Abb. 35. Wälzgelenk im unteren Windverband bei Knotenpunkt 8 und 28.



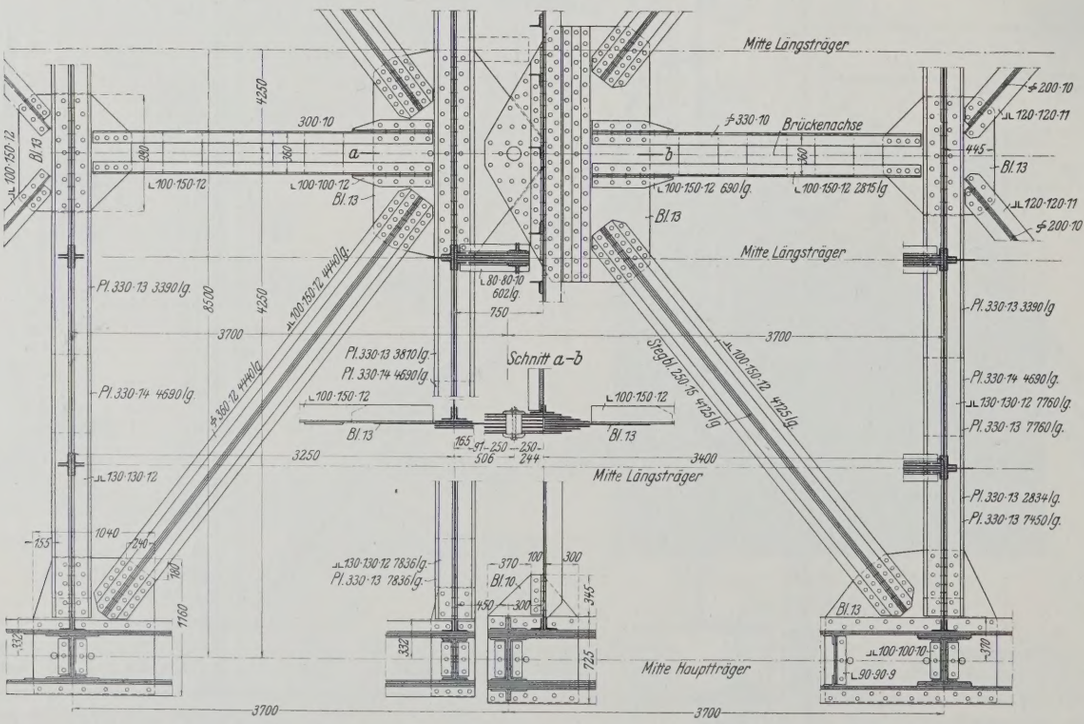
Unterbrechung der Hauptlängsträger in den Kragarmendfeldern.



Z-förmiger Träger zur Aussteifung der Kragarmendigungen der Mittelöffnung.



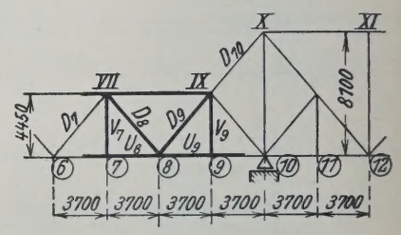
Unterer Wind- und Bremsverband des Stromüberbaues.



Bolzengelenk im Windverband am Ende des Kragarms des kleinen Kragträgers (Knotenpunkt 36).
Zu Abb. 35.

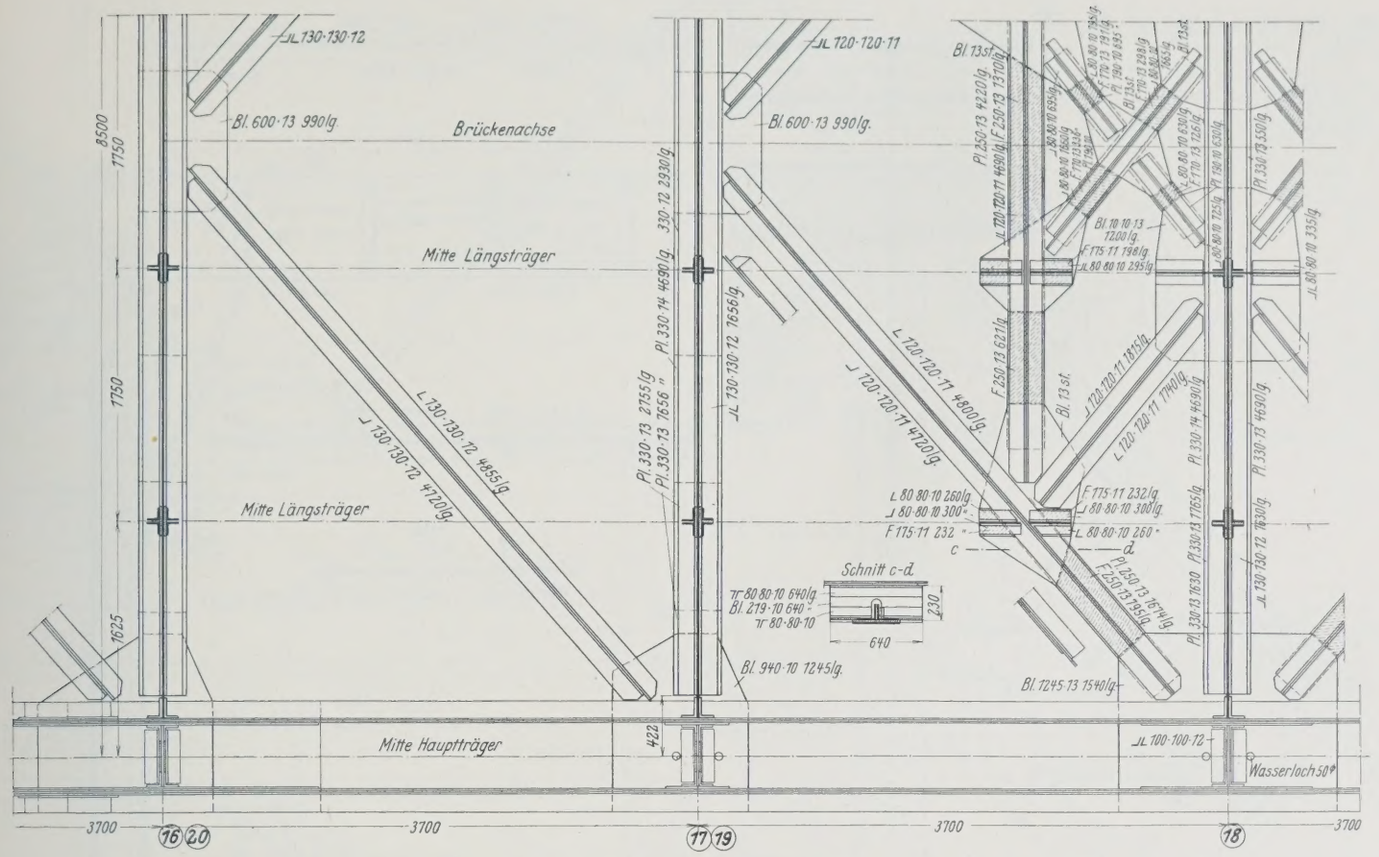
der Auflagersteine. Die Auflagersteine, die sie verbindenden Stege und schließlich die sonstigen Gesimse und Abdeckungen, wie wir sie bei den Widerlagern sehen, zeigen in den Ansichtflächen Vorsatzbeton, dessen Hauptbestandteil Granitsplitt ist.

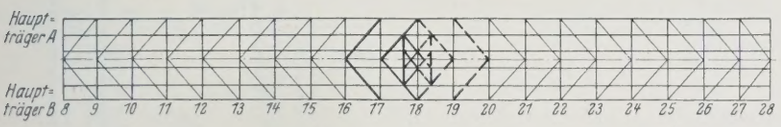
Das Gesamtbild des Pfeilers III und seine Einzelheiten sind aus Abb. 18 u. 19 ersichtlich. Wir weisen besonders darauf hin, daß der Steg zwischen den Auflagersteinen und die Eisenbetonplatten unter ihm mit dem eigentlichen Pfeilerkörper durch 20 mm starke, schräg verlaufende Rundeisen noch besonders innig verbunden sind. Des starken Wasserandranges beim Einbringen des Grundbetons wurde man Herr durch eine etwa 20 cm starke Schotterschicht unter der entwurfsmäßigen Sohle, durch sie wurde das Wasser



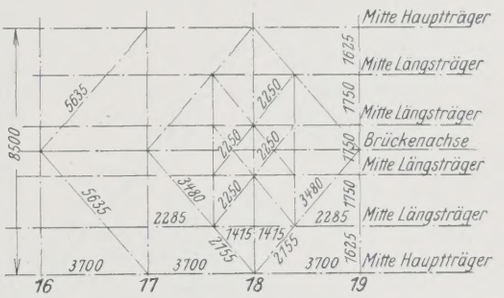
zu einem Pumpensumpf geleitet. Die in Abb. 20 wiedergegebene Aufnahme zeigt den Pfeiler kurz vor seiner Vollendung und läßt auch das schmalspurige Zufuhrgleis auf dem zweiten Blechbalkenzug erkennen, sowie ein mittels Drehscheibe abzweigendes Stichgleis, von dem aus der Beton gekippt wurde.

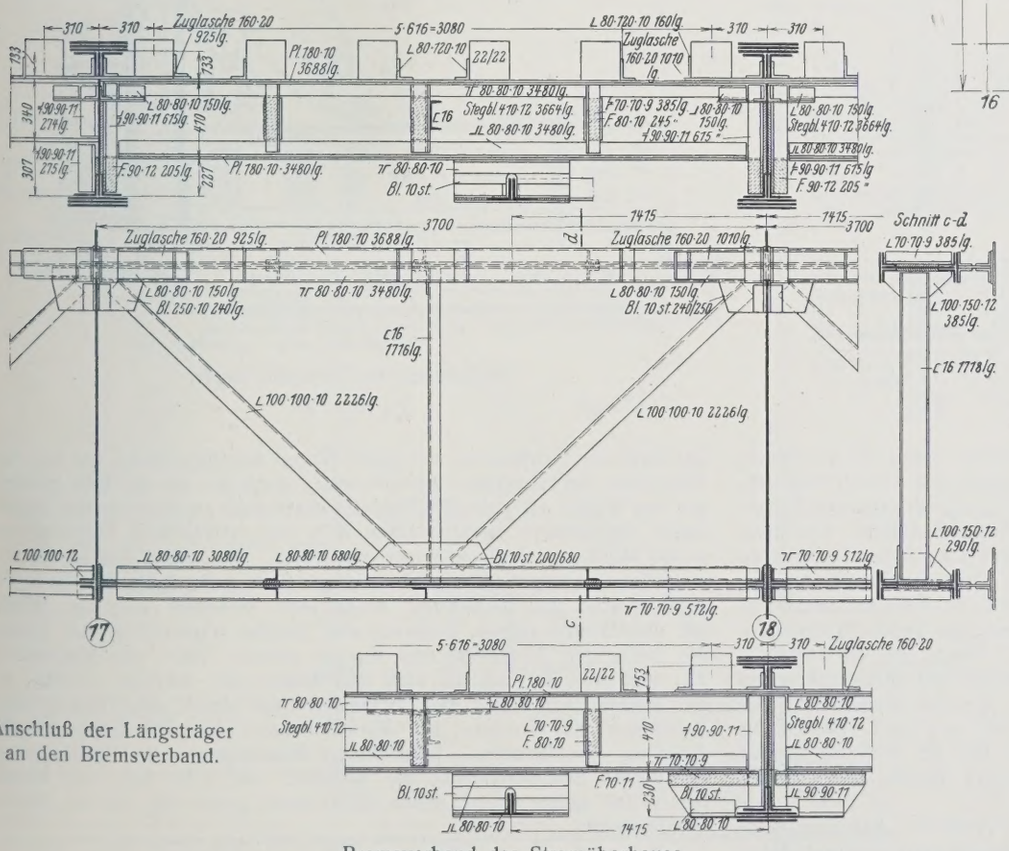
In Abb. 17 geben wir das Eisenwerk des Senkkastens für Pfeiler I wieder, das eine Grundfläche von 7×16 m² bedeckt. Außer vier Hauptbindern sind noch reichlich Zwischenbinder vorgesehen, die nach oben nur bis in die Decke reichen. Einen Hauptbestandteil des Deckentragwerks bilden ⊏-Eisen. Die Aufstellung des Gerippes bedurfte hier insofern keiner weitgreifenden Maßnahmen, als es möglich war, den Senkkasten von der vorhandenen Erdoberfläche, die etwa auf + 150,19 lag, abzusenken. Anders bei Pfeiler II. Hier mußte das Gerippe auf einer künstlichen Insel aufgestellt werden, deren Oberfläche auf + 150,30 zugelassen war. Spundwände hielten gemäß Abb. 21 den Schüttboden zusammen. Dieser wurde, wie wir der Aufnahme in Abb. 22 entnehmen, mit Kähnen herangebracht und eingebaut, während das Eisengerippe bereits in seiner richtigen Höhe auf Unterzügen





Brems- und unterer Windverband des Stromüberbaues.



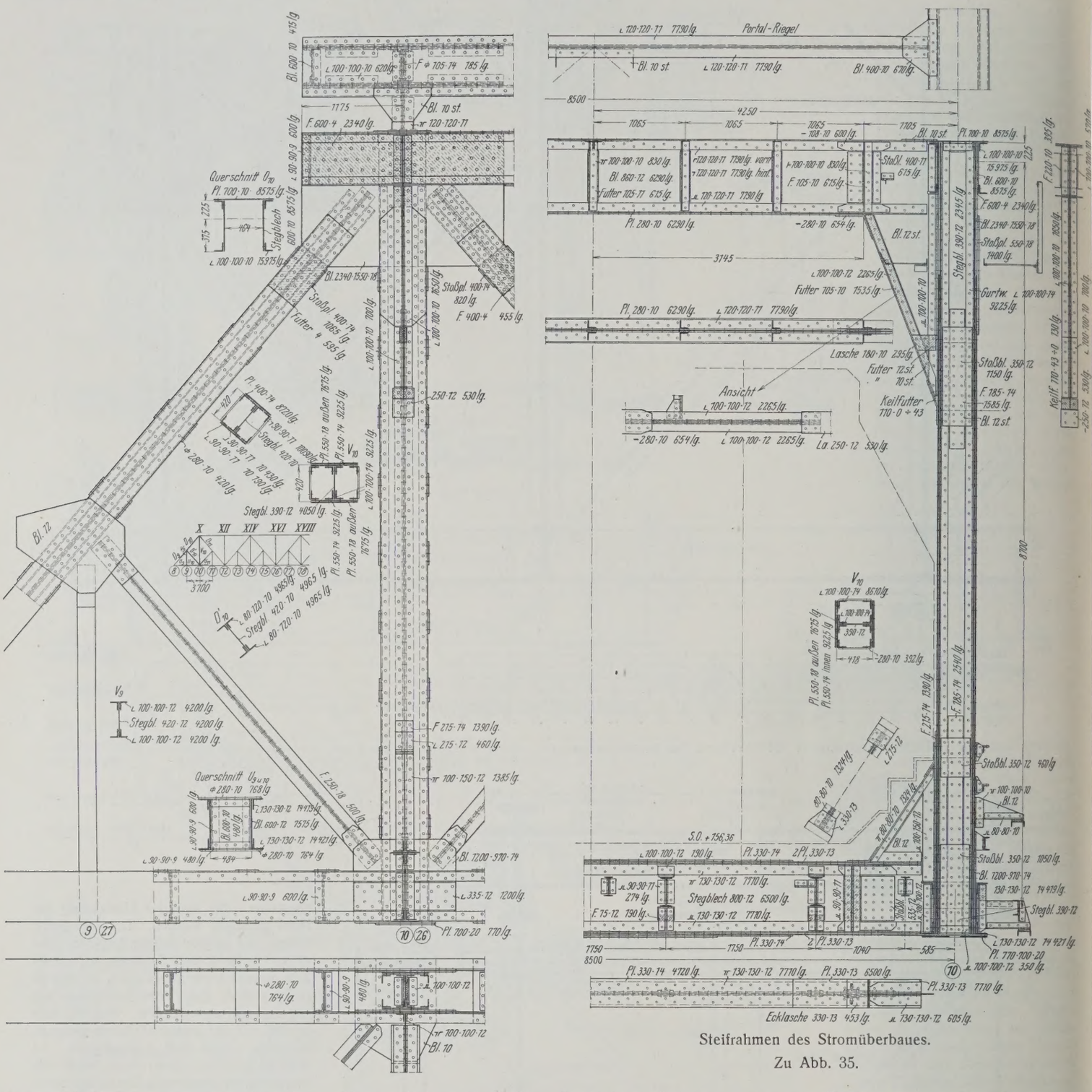


Anschluß der Längsträger an den Bremsverband.

Bremsverband des Stromüberbaues.
Zu Abb. 35.

schwebte, die von der Umfassung der Insel getragen wurden. Die den Senkkasten auf beiden Seiten begrenzenden alten Pfeiler 4 und 5 waren zu dieser Zeit bereits weit abgetragen, so daß es nötig wurde, über dem Senkkasten ein Schüttgerüst zu errichten. Wir erblicken in Abb. 23 auf seiner Plattform Schmalspurgleis, Kran und Luftschleuse. In Abb. 24 tun wir einen Blick unter die Plattform, wo gerade die Decke des Senkkastens betoniert wird.

In Abb. 25 erkennen wir die Baugrube des Widerlagers *O*: gleichlaufend mit dem Bahnkörper eine eiserne Spundwand, weil nach den Erfahrungen, die am Widerlager IV gemacht worden waren, hölzerne Bohlen dicht am alten Bahndamm sich nicht rammen ließen. Ein besonderer Vorteil, den die Larssen-Bohlen beim Westwiderlager brachten, stellte sich noch heraus, als der Boden ausgehoben war. Es war ein Zufall, daß die eiserne Spundwand genau in der Flucht der alten stand. Die eisernen Bohlen drangen in das Hirnholz der hölzernen aus dem Jahre 1844 ein und wirkten auf diese Weise so, als ob sie weit unter die Sohle des

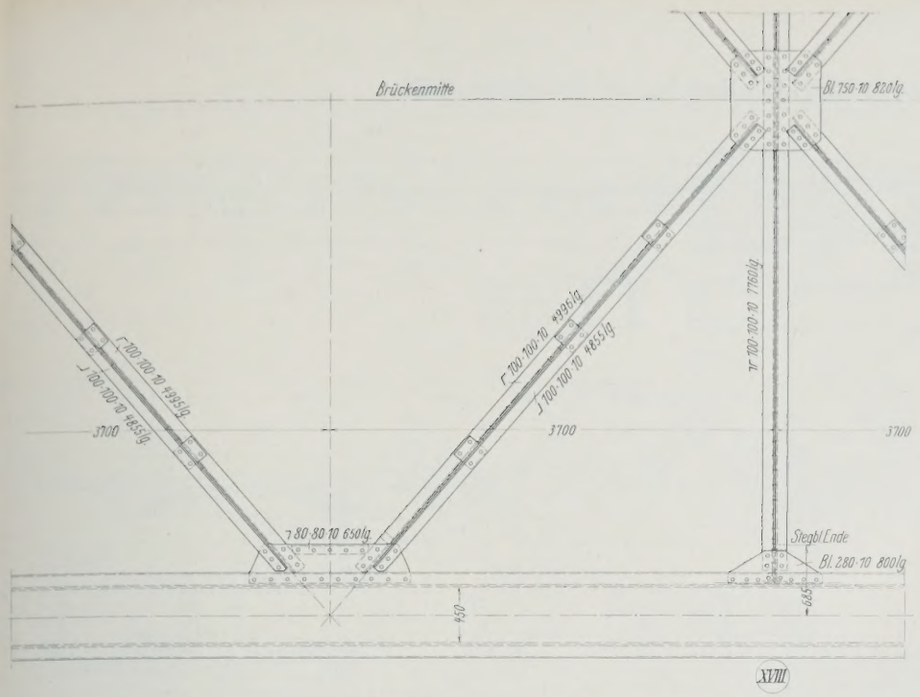


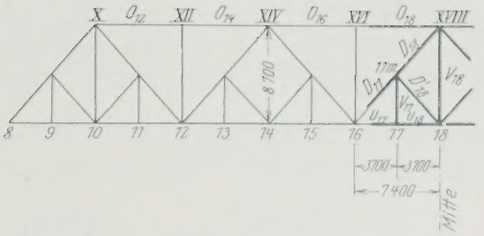
Zu Abb. 35.

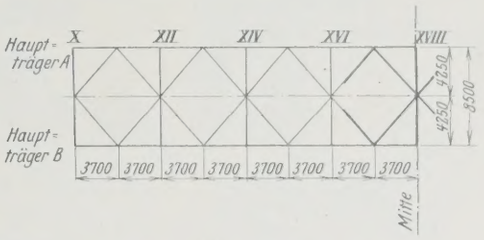
neuen Baukörpers gerammt worden wären. Weiter sehen wir die Pfähle des ehemaligen Widerlagers. Sie wurden beibehalten. Jeder Versuch, sie zu ziehen, scheiterte. Die durch ihre Beseitigung entstandenen Löcher hätten das Gefüge des Baugrundes auch ungünstig beeinflußt. Das neue Widerlager ragte über die von ihnen bedeckte Fläche hinaus. Die über die äußersten Pfahlreihen hinausschießenden Grundmauerteile wurden unten mit einer leichten Eisenbewehrung versehen, um Risse auszuschalten. Abb. 26 gibt Grundriß, Schnitte und Ansichten des neuen Widerlagers wieder. Die mit den Gleisen gleichlaufenden Flügel, die ein massives Geländer tragen, sind als Auskragungen behandelt und entsprechend mit Eisen bewehrt. So wurden die hohen Kosten, die eine Herabführung bis auf die Höhe der Widerlagersohle verursacht hätten, erspart. Bewehrung der Auflagersteine, des sie verbindenden Steges und des Widerlagerkopfes entsprechen der beim Widerlager IV. Wir sehen deshalb von ihrer besonderen Wiedergabe ab.

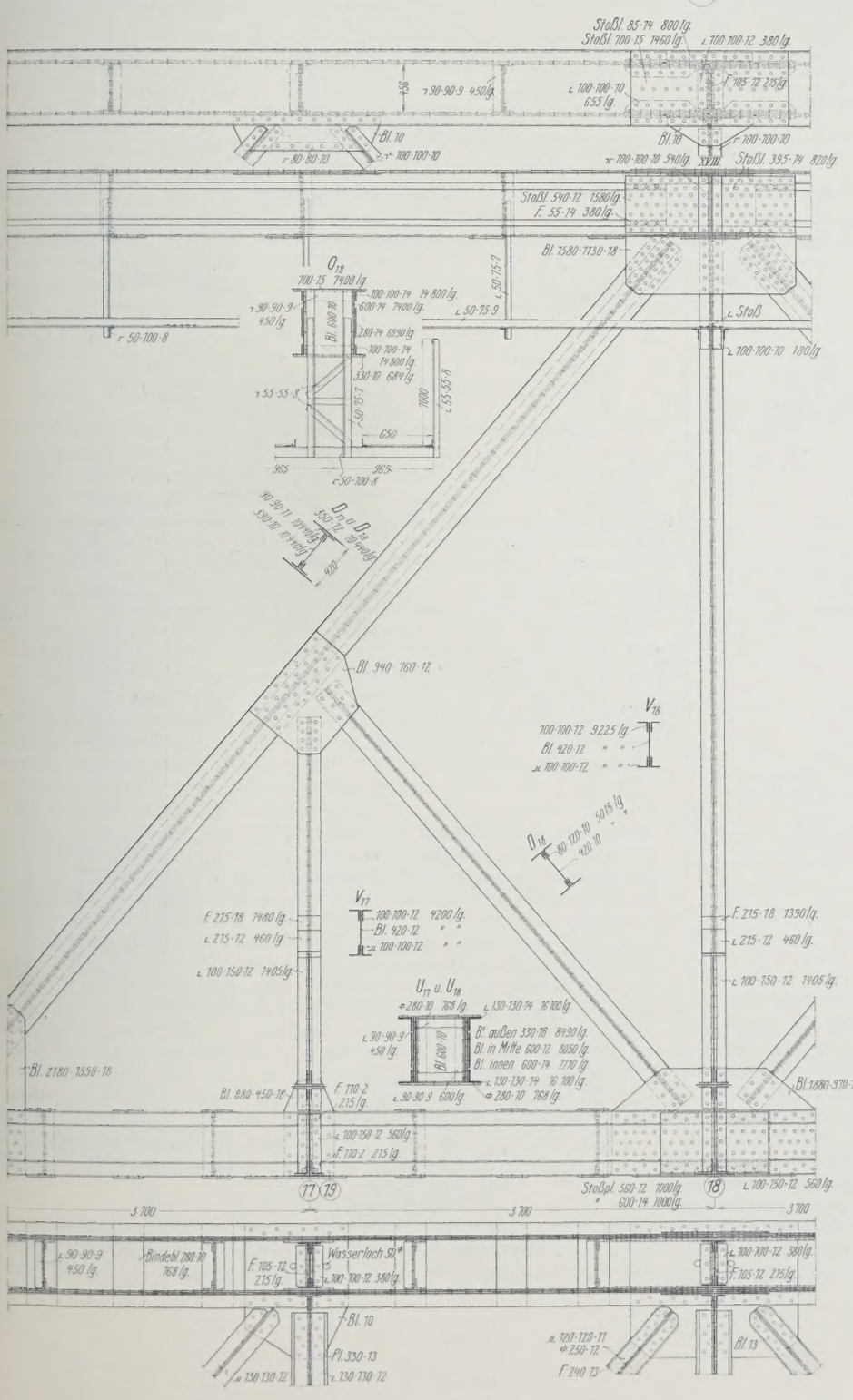
Auf Widerlager IV beziehen sich die Abb. 27 bis 30. Auf jeder Seite von ihm ist eine Kammer für einen Besichtigungswagen angelegt, deren Mauern zugleich die Obliegenheiten der Bauwerkflügel übernehmen. Die Maße des Lichtraumes, den jeder Wagen benötigt, haben wir von der Elbebrücke bei Hämerten[1]) übernommen. Auch bei uns ist dafür gesorgt, daß der Wagen auf jeder Brückenseite die Strecke zwischen beiden Widerlagern ungehindert befahren kann, d. h. der erforderliche Lichtraum ist neben sämtlichen Auflagersteinen vorhanden. Die drei ⊏-Eisen, die wir an jedem Untergurt der Brücke sehen, sind auch durch die Kammern geführt (Abb. 29). Auf den senkrechten bewegen sich die Räder, die den Wagen tragen, und auf den beiden wagerechten die Räder, die ihn gegen Abstürzen und Kippen sichern. Nach der Wasserseite zu liegt das Tor, durch den der Wagen die Kammer verläßt, in der abgekehrten Wand eine Schlupftür, die durch eine Treppe vom Bahnkörper zu erreichen ist. Kleine Fenster (Abb. 30) sorgen für die Erhellung des Raumes. Über ihnen Wasserspeier zur Entwässerung der oberen Eisenbetondecke der Kammer. Auf jeder Seite des Widerlagers sind unten zwei ⊏-Eisen einbetoniert, gegen die sich der Ankeransatz stützt.

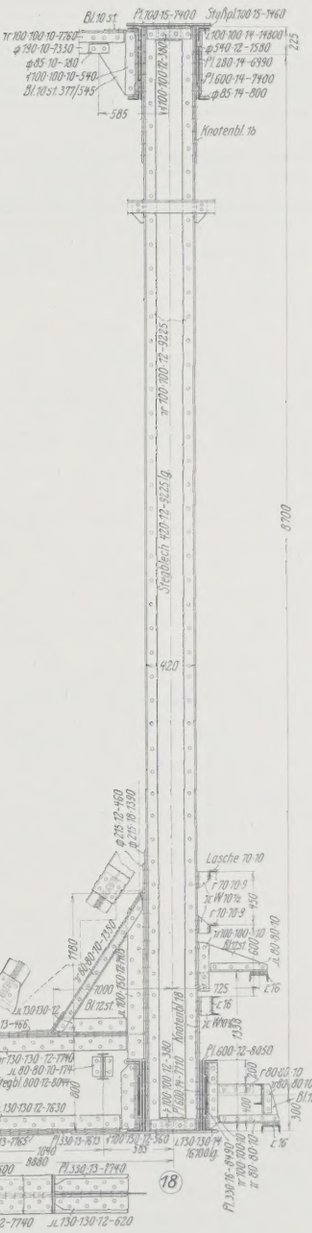
[1]) „Die Bautechnik" 1926, Heft 3, S. 41.





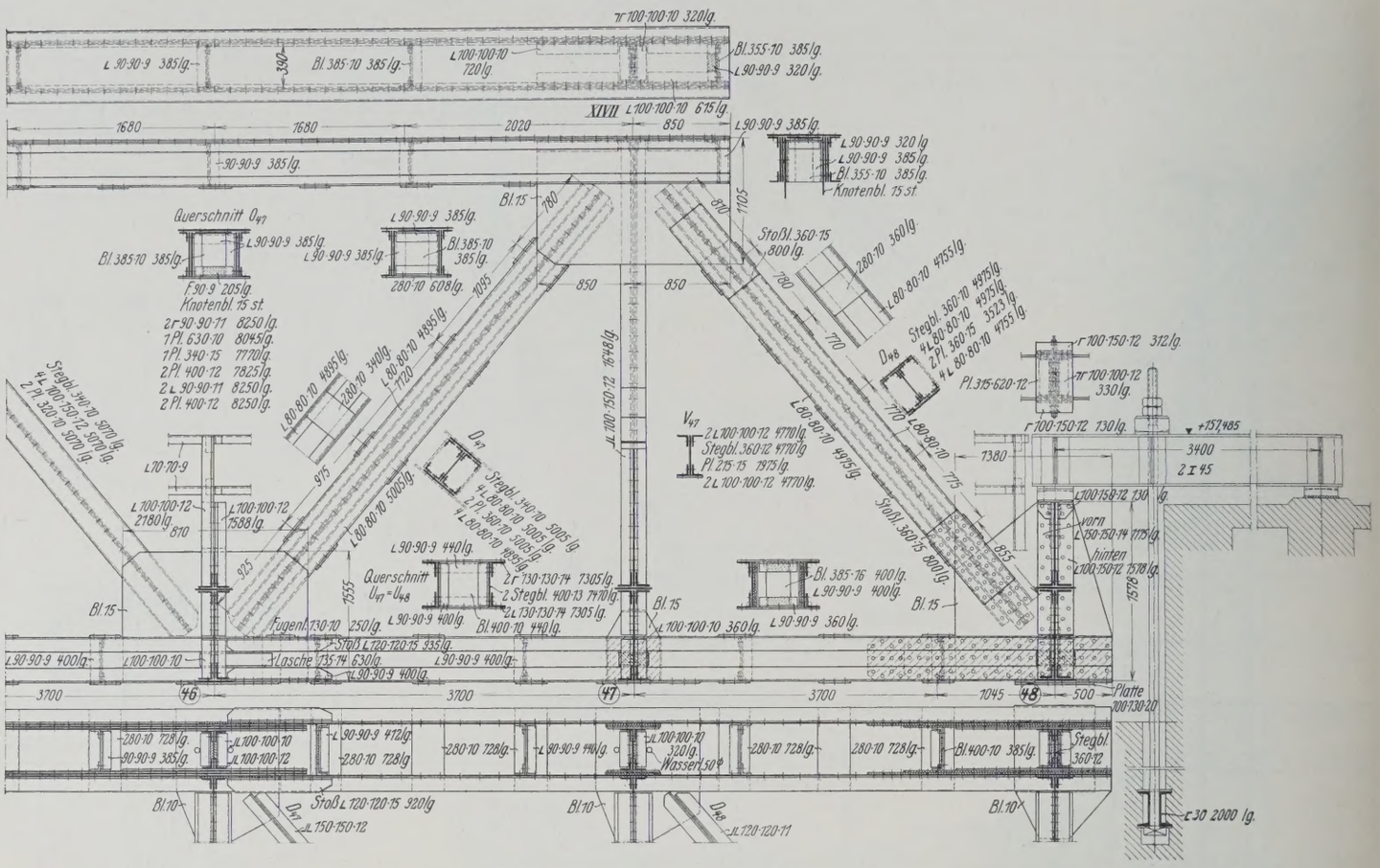






Gesamtstoß im Knotenpunkte XVIII des Stromüberbaues und oberer Windverband ebenda.

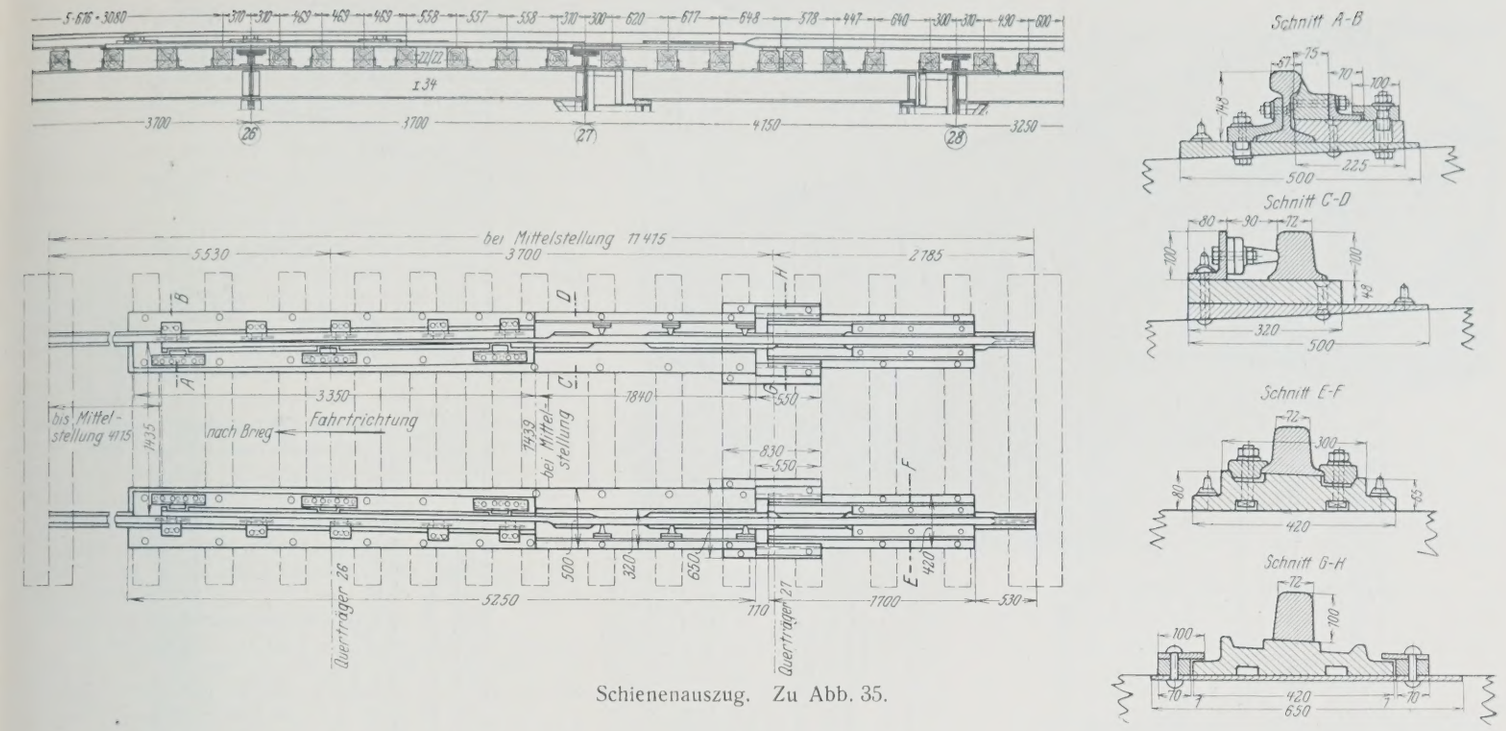
Zu Abb. 35.



Der Baufortschritt an Pfeilern und Widerlagern.

Angaben über den Baufortschritt geben wir in Abb. 31. Wie bereits erwähnt, hatte der Chef der Oderstrombauverwaltung einen Durchflußquerschnitt von $\geqq 614$ m² bei HHW vorgeschrieben. Wir sehen, daß er zwischen Mitte Juni und Ende August unterschritten wurde. In dieser Zeit wurden Wände und Decken der Senkkasten von Pfeiler II und I hergestellt. Man begann, den ersteren am 13. Juni, den letzteren am 15. August abzusenken. In dem Maße, wie die großen Senkkasten mit dem erstehenden Pfeilermauerwerk nach unten sanken, wuchs der Durchflußquerschnitt. Der Abbruch der alten Pfeiler, der sich wider Erwarten verzögert hatte, schritt nun auch in dem gewünschten Maße vorwärts. Da der Wasserspiegel gegen Mitte Juli über MW hinaus aufwärts schnellte, mußte der Bugsierdienst weitergeführt werden, um die Schiffahrt vor

Verankerung des kleinen Kragträgers an seinem Endauflager.
Zu Abb. 35



Schienenauszug. Zu Abb. 35.

den Gefahren, die sich aus der starken Strömung infolge der vergrößerten Durchflußmenge bei verkleinertem Querschnitt ergaben, zu schützen. Anfang Dezember wurde es dann noch einmal trotz des niedrigen Wasserstandes nötig zu bugsieren, weil neue Einbauten, die in unserer Darstellung nicht berücksichtigt sind, hinzutraten. Das waren neue Spundwände und Fangedämme, die um die alten Pfeiler 3 und 4 herum geschaffen werden mußten, um in ihrem Schutze deren Unterbauten zu beseitigen.

Die Aufbaurüstung für die eisernen Überbauten (Abb. 32 bis 34).

Außerhalb der Schiffahrtöffnung stützte sich die Aufbaurüstung teils auf die neuen Pfeiler und Widerlager, teils auf die alten Pfeiler, soweit sie noch nicht abgetragen waren, teils auf besondere Böcke, die bis auf die Erdoberfläche des Vorlandes oder bis auf die Stümpfe der gesprengten Pfeiler heruntergeführt waren. Über der Schiffahrtöffnung wurden mit Hilfe eines als Fachwerk ausgebildeten Rüstträgers von 36,85 m Stützweite gearbeitet. Sein Untergurt mußte so hoch angeordnet werden, daß einmal zwischen ihm und der angehängten Plattform genug Raum verblieb, um die unteren Bauteile des Stromüberbaues unterzubringen, und daß ferner die Unterzüge der Plattform nicht tiefer als die K. U. der alten Brücke, nämlich + 155,20, reichten. Diese Höhenlage des Untergurtes des Rüstträgers brachte es mit sich, daß auf der Dambrauer Seite, wo seine Auflagerpunkte über dem alten Strompfeiler 3 vorgesehen waren, zwischen Untergurt und Oberfläche Pfeiler ein hölzerner Bock eingeschaltet werden mußte. Unter seinem östlichen Ende stand auch ein hölzerner Bock, jedoch von etwas geringerer Höhe, der von besonderen Pfahlbündeln zwischen Leitwerk und Pfeiler 4 aufgenommen wurde. Der Rüstträger wurde auf Rädern, die auf Schienen liefen, von der Ostseite her über die fertiggestellte Rüstung herangefahren. Von Hause aus reichte er nur hin, um die Last eines eingleisigen Überbaues zu tragen. Da hier ein zweigleisiger Überbau an ihn gehängt werden sollte, wurde an jeden Hauptträger ein weiterer geschraubt. Zunächst wurden die zweiten Hauptträger nur in den vier östlichen Feldern angebracht, um von dem Augenblick an, wo der Rüstträger anfing, beim Vorfahren mit dem westlichen Ende über seine künftigen östlichen Stützpunkte hinauszuragen, den Schwerpunkt des noch auf der Plattform fahrenden Teiles möglichst weit hinten zu haben. Dann setzte sich ein Gerüst, das auf zwei Prahmen stand (Abb. 33), unter das überkragende Ende, und Seile, deren Trommeln am Westufer aufgestellt waren, bewegten das Gebilde über die Schiffahrtrinne, bis der Rüstträger auf seinem hölzernen Bock an der Dambrauer Seite aufgesetzt werden konnte. Abb. 34 gibt diese westliche Lagerung wieder zu einer Zeit, wo die Plattform angehängt, ein Querträger des neuen Überbaues bereits zurechtgelegt, jedoch die Arbeitsbühne mit Laufkran für den Bau des Pfeilers I noch nicht beseitigt ist.

Die eisernen Überbauten (Abb. 35).

Die eisernen Überbauten sind mit festen Lagern auf die Widerlager O und IV, sowie den Pfeiler I abgestützt. Die Koppelträger ruhen nach dem Vorbilde der Havelbrücke bei Rathenow[2] auf Pendeln, die auf den Ausladungen des Stromüberbaues und des kleinen Kragträgers sitzen. Die Pendel auf den Kragarmen des Stromüberbaues haben volle Beweglichkeit in der Längsrichtung, dasjenige auf dem Kragarm des kleinen Kragträgers hat dagegen nur die Obliegenheit eines festen Gelenkes. Deshalb hat der Windverband unter den beiden ersteren ein längsbewegliches Wälzgelenk, unter dem letzteren ein Bolzengelenk erhalten. Die Hauptlängsträger, die die Gleislast aufnehmen, sind als durchlaufende Balken anzusprechen, weil ihre einzelnen Längen mit Platten, die durch das Querträgerstegblech gesteckt sind, miteinander verbunden sind. In jedem Kragarmfeld, das an das Gelenk grenzt, sind die Hauptlängsträger unterbrochen. Hier lagern sie sich in Gestalt einfacher Balken mit je einem festen und einem beweglichen Lager auf Konsolen der Querträger.

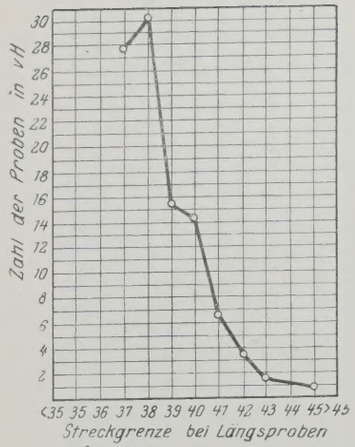
In den Knotenpunkten 8 und 28 sind die Endstäbe der Koppelträger vor dem Systempunkt abgeschnitten und durch große hakenförmige Knotenbleche zusammengefaßt, die über den Systempunkt hinausreichen. Die aus dem Knotenpunkte herausgerückten Querträger steifen im Verein mit über ihnen angeordneten Aussteifwinkeln diese großen Bleche aus. Die gegenüberliegenden Endigungen der Kragarme der Mittelöffnung werden durch Z-förmige Träger, die einen Teil des K-förmigen Windverbandes tragen, gegen ein Ausweichen in wagerechtem Sinne geschützt. Gleichzeitig steifen diese Z-förmigen Träger die Knotenbleche in senkrechter Richtung aus. Ihre Form ist dadurch bedingt, daß sie dem Untergurt der vorstehend genannten Querträgerauskragungen, auf denen die unterbrochenen Längsträger lagern, ausweichen müssen. Längsträger und Schlingerverbände durchsetzen diese Aussteifungsträger in großen ausgebrannten Löchern. Die Auskragungen der Querträger sind durch besondere Stäbe untereinander und gegen die Querträger abgestützt und so gegen seitliches Ausweichen gesichert. Der Bremsträger des Stromüberbaues ist ebenso wie die der kleinen Überbauten in der Mitte der Fahrbahn angeordnet. Die Längsträger sind durch Konsolen an den Bremsverband angeschlossen.

Die Steifrahmen des Hauptüberbaues liegen über den Strompfeilern und sind geschlossen. Ihre Eckbleche sind durch die Pfosten gesteckt. Der obere Querriegel ist vollwandig. Die Stöße der Hauptträger liegen in den Knotenpunkten. Der wiedergegebene Punkt XVIII enthält einen Gesamtstoß. Ein fester Besichtigungssteg, der mit Flacheisen abgedeckt und mit Treppen bis auf die Obergurte der Seitenöffnungen heruntergeführt ist, am Obergurt der Stromöffnung, erleichtert die Untersuchung.

Die Querträger über den Widerlagern und Pfeilern sind für das Anheben der Überbauten berechnet.

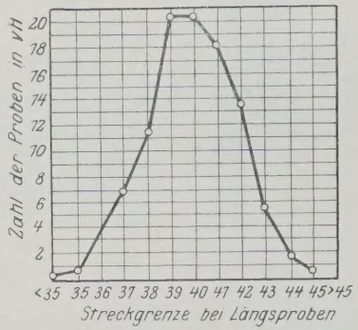
Dem negativen Auflagerdruck, den der kleine Kragträger am Widerlager IV ausübt, wird begegnet durch zwei Walzträger, die sich einerseits auf die Endigung des Hauptträgers und anderseits auf eine Umfassungswand der Wagenkammer stützen, im Verein mit einem Anker. Bei 1,3 facher Sicherheit gegen Abheben wird der gemeinsame Auflagerdruck, dem diese beiden Träger über dem Ende des Fachwerküberbaues gewachsen sein müssen, 41 t und der erforderliche Ankerzug 55 t. Da man

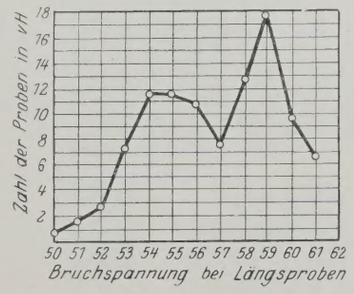
[2]) „Die Bautechnik“ 1926, Heft 29, S. 428.



1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Gegenstand	Ofen	Streckgrenze bei Längsproben kg/mm²													Gesamtzahl der Proben
		<35	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	>45	
		Stückzahl													
I und ⊏ Eisen	M	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	2
L, ▭ und Universaleisen	M	-	-	-	27	26	12	15	7	3	1	-	-	-	85
Grobbleche	M	-	-	-	9	7	5	1	-	1	1	-	1	-	25
im ganzen Stück		-	-	-	31	34	17	16	7	4	2	-	1	-	112
also in %		-	-	-	27,7	30,4	15,2	14,2	6,3	3,5	1,8	-	0,9	-	

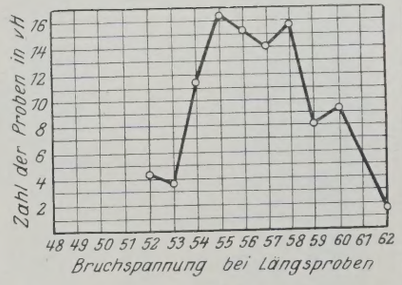
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Gegenstand	Ofen	Streckgrenze bei Längsproben kg/mm²													Gesamtzahl der Proben
		<35	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44	45	>45	
		Stückzahl													
I und ⊏ Eisen	Bo	-	-	-	2	1	1	2	2	1	-	-	-	-	9
	M	-	(1)	-	-	-	-	1	-	1	-	1	-	-	4
L, ▭ und Universaleisen	Bo	(1)	-	-	6	11	11	25	17	16	5	2	-	-	100
	M	-	-	-	5	7	14	16	13	10	8	1	1	-	75
Grobbleche	Bo	-	(1)	-	2	8	13	2	9	3	-	-	1	-	39
	M	-	-	-	1	-	3	2	2	1	-	-	-	-	9
im ganzen Stück		(1)	(2)	-	16	27	48	48	43	32	13	4	2	-	236
also in %		0,4	0,8	-	6,8	11,4	20,4	20,4	18,2	13,5	5,6	1,7	0,8	-	

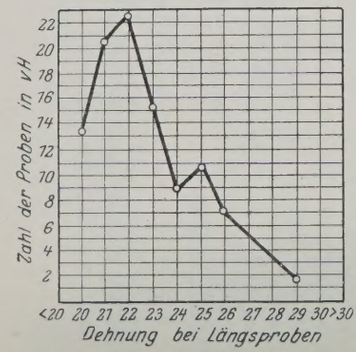




1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Gegenstand	Ofen	Bruchspannung bei Längsproben kg/mm²															Gesamtzahl der Proben
		48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	
		Stückzahl															
I und ⊏ Eisen	M	-	-	-	-	-	-	2	-	-	-	-	-	-	-	-	2
L, ▭ und Universaleisen	M	-	-	1	2	3	8	11	9	6	3	10	18	8	6	-	85
Grobbleche	M	-	-	-	-	-	-	-	4	6	5	4	2	3	1	-	25
im ganzen Stück		-	-	1	2	3	8	13	13	12	8	14	20	11	7	-	112
also in %		-	-	0,9	1,8	2,7	7,2	11,6	11,6	10,7	7,1	12,5	17,8	9,9	6,3	-	

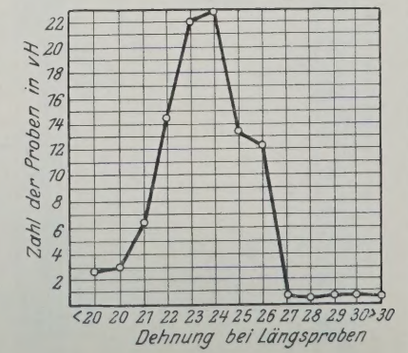
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18
Gegenstand	Ofen	Bruchspannung bei Längsproben kg/mm²															Gesamtzahl der Proben
		48	49	50	51	52	53	54	55	56	57	58	59	60	61	62	
		Stückzahl															
I und ⊏ Eisen	Bo	-	-	-	-	-	-	2	1	4	2	-	-	-	-	-	9
	M	-	-	-	-	-	-	-	1	2	1	-	-	-	-	-	4
L, ▭ und Universaleisen	Bo	-	-	-	-	2	3	14	16	17	14	16	7	9	-	2	100
	M	-	-	-	-	3	2	3	11	12	10	14	10	8	-	2	75
Grobbleche	Bo	-	-	-	-	5	4	7	9	2	3	4	1	4	-	-	39
	M	-	-	-	-	-	-	3	1	3	-	-	1	1	-	-	9
im ganzen Stück		-	-	-	-	10	9	27	39	36	33	37	19	22	-	4	236
also in %		-	-	-	-	4,4	3,8	11,4	16,5	15,2	14,0	15,7	8,1	9,3	-	1,7	





1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Gegenstand	Ofen	Dehnung bei Längsproben in %													Gesamtzahl der Proben
		<20	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	>30	
		Stückzahl													
I und ⊏ Eisen	M	-	-	-	1	1	-	-	-	-	-	-	-	-	2
L, ▭ und Universaleisen	M	-	11	22	22	11	6	9	4	-	-	-	-	-	85
Grobbleche	M	-	4	1	2	5	4	3	4	-	-	2	-	-	25
im ganzen Stück		-	15	23	25	17	10	12	8	-	-	2	-	-	112
also in %		-	13,4	20,5	22,3	15,2	9,0	10,1	7,1	-	-	1,8	-	-	

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
Gegenstand	Ofen	Dehnung bei Längsproben in %													Gesamtzahl der Proben
		<20	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	>30	
		Stückzahl													
I und ⊏ Eisen	Bo	(1)	-	-	-	-	4	1	2	-	-	1	-	-	9
	M	(1)	-	-	-	1	-	1	1	-	-	-	-	-	4
L, ▭ und Universaleisen	Bo	(1)	4	7	10	19	25	15	15	-	1	1	1	1	100
	M	(2)	1	3	13	19	16	10	8	2	-	-	1	-	75
Grobbleche	Bo	(1)	2	4	10	11	5	4	2	-	-	-	-	-	39
	M	-	-	1	1	2	3	1	1	-	-	-	-	-	9
im ganzen Stück		(6)	7	15	34	52	53	32	29	2	1	2	2	1	236
also in %		2,5	3,0	6,4	14,4	22,0	22,5	13,5	12,3	0,8	0,5	0,8	0,8	0,5	



Stromüberbau. Vorlandüberbauten.

Abb. 36. Prüfergebnisse des St Si.
Unzulässige Werte sind in den Tafeln eingekreist.

sich der Sorge nicht erwehren konnte, daß der Beton sich dort, wo der Anker aus dem Mauerkörper heraustritt, von dem Anker etwas lösen, also Rost auftreten könnte, wurde der Anker im Beton und etwas darüber aus Kruppschem nichtrostendem Stahl Marke V5M hergestellt. Er hat etwa 70 kg/mm² Festigkeit, 50 kg/mm² Streckgrenze, 16% Dehnung und wird beansprucht mit 1660 kg/cm². Bei dem Lager, mit dem sich der kleine Kragträger im Punkte 48 auf das Widerlager legt, ist beim Eintritt des negativen Auflagerdrucks die Reibung zwischen unterem Lagerkörper und Auflagerstein ausgeschaltet. Hier mußte also dafür gesorgt werden, daß sich der Fugenverguß zwischen beiden nicht lockert. Zu dem Zweck ist der untere Lagerkörper durch vier lange senkrechte Bolzen mit Auflagerstein und Widerlagern verbunden.

Am rechten Pendelgelenk des Stromüberbaues, wo sich die Längenänderung auf die Entfernung zwischen Pfeiler I und Widerlager IV auswirkt, wurde rechnerisch eine gesamte Längenänderung von 170 mm nachgewiesen, die sich, von der Aufstellungslage aus gerechnet, aus 60 mm nach der einen und 110 mm nach der anderen Seite zusammensetzt. Hier waren Schienenauszüge nötig. Es wurde Wert darauf gelegt, sie nicht gegen die Spitze befahren zu lassen und so vielleicht die Abnutzung der Zungenspitzen zu verringern. Deshalb wurde es nötig, sie versetzt gegeneinander zu legen.

Am Pendel des Punktes 8 wurde die gesamte Längenänderung zu 45 mm berechnet. Hier sind Schienenauszüge nicht nötig. Vielmehr wurde es für ausreichend erachtet, zwischen den Punkten 8 und 9 die Schienen mit einer Stoßlücke von 2 cm zu verlegen. Sonst sind die Schienenstöße geschweißt, ausgenommen jedoch die unmittelbar neben den Schienenauszügen. Diese wurden durch Exzenterbolzen der Reichsbahndirektion Oldenburg zusammengeholt. — Anker und Lager der Brücke sind dafür eingerichtet, daß die gesamte Brücke, falls es die Schiffahrt einmal für notwendig erachten sollte, um 200 mm gehoben werden kann. Dabei sollen dann bei den Lagern die oberen Druckplatten entfernt und durch lagerbockähnliche Körper ersetzt werden.

Die Besichtigungswagen sind in enger Anlehnung an die von Hämerten [3]) geplant: oben zwei Radgestelle, beide durch einen Träger verbunden. An diesem hängt unverrückbar der Fahrkorb und drehbar ein begehbarer Ausleger. Sollen Untergurt und Fahrbahn untersucht werden, so wird er um 90°, d. h. in die Senkrechte zur Brücke, geschwenkt. In dieser Stellung reicht er bis zur Achse der Brücke. Für die Fortbewegung des Wagens wurde ein Dieselmotor nicht für zweckmäßig gehalten, vielmehr elektrischer Antrieb gewählt, weil hierbei der Wagen leichter ausfällt und das Fahren ohne Erschütterung vor sich geht. Das Anbringen der Schleifleitung macht keine Schwierigkeit. Zur Aushilfe ist Handantrieb vorgesehen. Wesentliche Grundlagen für den Entwurf sind noch: Fahrgeschwindigkeit beim Motorantrieb 42 m/Min., bei Handantrieb 3,5 m/Min., Drehen des begehbaren Auslegers von Hand, Kraftbedarf an der Kurbel 15 kg, Schwenkzeit 10 Sek.

An St Si für Hauptträger, Fahrbahn, Verbände usw. sind enthalten mit Einschluß des Stg 50/81 R für Lager und Gelenke im Stromüberbau 411,88 t, in den kleinen Überbauten 456,59 t. An St 37 für Besichtigungsstege und -schienen, Geländer usw. sind eingebaut in jenem 42,23 t, in diesem 40,87 t. Der St Si des Stromüberbaues stammt aus rheinisch-westfälischen Hütten, der der Vorlandüberbauten von den Mitteldeutschen Stahlwerken, und zwar teils aus dem Boßhardtofen in Gröditz, teils aus den Siemens-Martin-Öfen in Riesa. Dort, wo die über den Gelenken 8 und 28 angeordneten Blindstäbe mit Langlöchern an den Stromüberbau herangeführt sind, schützen Messingplatten gegen Rost. In Abb. 36 sind die Ergebnisse der Baustoffprüfung zusammengestellt. In der Form lehnen wir uns dabei an den Aufsatz „Ein Jahr hochwertiger Baustahl St 48 von Dr.-Ing. Kommerell“.[4])

Am 12. Januar 1928 wurde die neue Brücke dem Betriebe übergeben.

[3]) „Die Bautechnik“ 1926, Heft 3, S. 41.
[4]) Der Bauingenieur 1925, Heft 28 und 29.

Abb. 37. Der Richtträger nach Abbruch des alten Stromüberbaues auf dem Wege zum Lande.

Abb. 38. Krane heben die Blechträger aus.

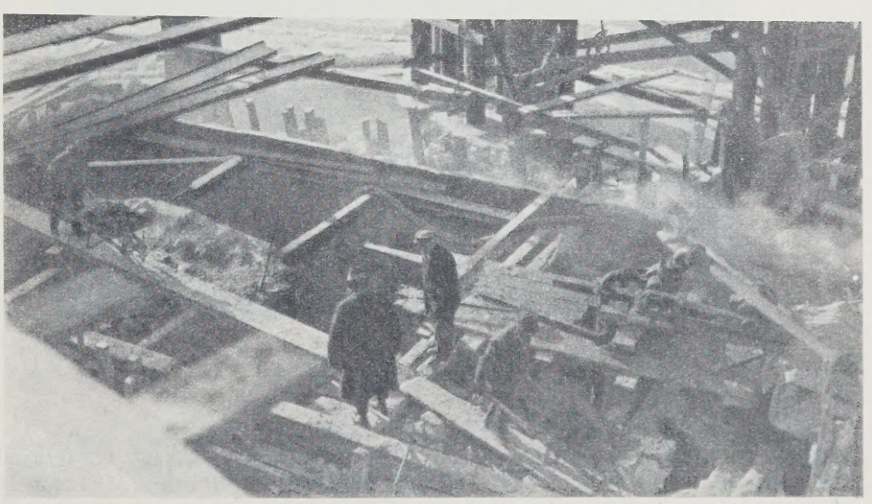


Abb. 39. An der Beseitigung des unteren Teiles des Pfeilers 4 wird gearbeitet.

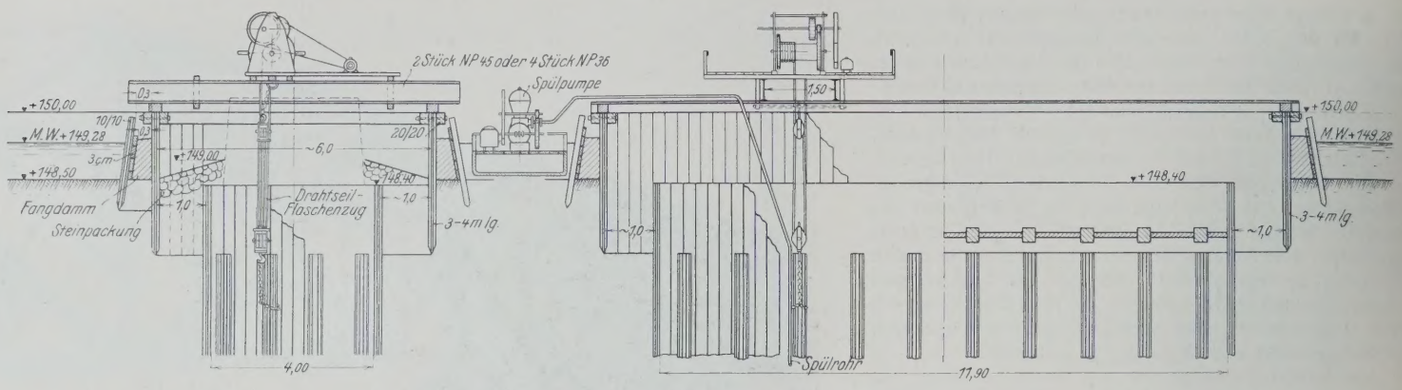


Abb. 40. Fangedamm um den Pfeiler 4.

Abbrucharbeiten und Schlußwort.

Am 3. März 1928 waren der alte Stromüberbau und die alten Blechbalken beseitigt. Ersterer wurde mit Hilfe des Rüstträgers, der schon bei der Aufbaurüstung eine Rolle gespielt hatte, zerschnitten. Abb. 37 zeigt ihn nach getaner Arbeit auf dem Wege zum Lande. Die Blechträger wurden durch Krane ausgehoben (Abb. 38). Abb. 39 zeigt in einer Aufnahme vom 8. Dezember 1927, wie an der Beseitigung des unteren Teils des alten Pfeilers 4 gearbeitet wurde. Es galt zunächst, ihn so dicht zu Pumpe versorgt wurde, gelockert und gleichzeitig mit Hilfe einer Kette, die ihre obere Endigung umschlang, und einer Winde, die auf einer Plattform aufgestellt war, gezogen. Die Unbilden des Wetters machten es unmöglich, auf diese Weise auch die Spundbohlen zu beseitigen. Die Fangedämme verfielen, und die Oberkanten der Spundwände verschwanden unter Ablagerungen. Verschiedene Versuche, die alten Spundwände im Frühjahr 1928 zu beseitigen, mißglückten, insbesondere auch wegen des hohen Wasserstandes. Schließlich kam man im April auf einen Gedanken,

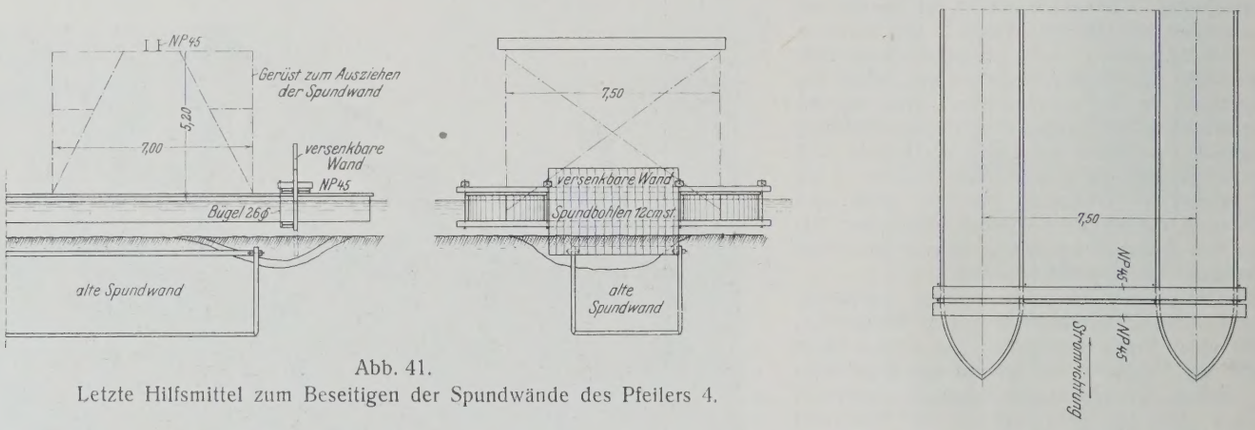


Abb. 41.
Letzte Hilfsmittel zum Beseitigen der Spundwände des Pfeilers 4.

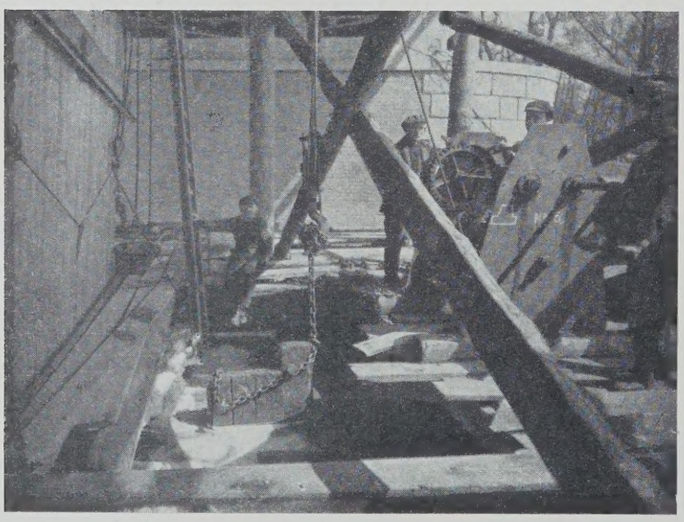


Abb. 42. Taucher haben durch die Spundbohlen des Pfeilers 4 Krampen getrieben.

Abb. 43. Ziehen der Pfähle der Notbrücke.

umschließen, daß das Wasser gesenkt und das alte Mauerwerk über dem Pfahlrost im Trockenen beseitigt werden konnte. Die Steinwürfe, die von alters her den Pfeiler umgaben, machten es unmöglich, die neue Spundwand dicht zu bekommen. Deshalb wurde noch ein Fangedamm nötig (Abb. 40). Nachdem der Schwellrost abgetragen war, wurden die Pfähle durch ein Spülrohr, das von einer auf einem Prahm aufgestellten der in Abb. 41 wiedergegeben ist, und der zum Ziele führte. An den Längsseiten der alten Spundwand wurden Prahme verankert. Gegen die Stromrichtung wurde zwischen ihnen eine versenkbare Wand aus Spundbohlen eingesetzt. Diese wurden so tief heruntergelassen, daß zwischen ihrer Unterkante und Stromsohle nur ein verhältnismäßig enger Spalt blieb. Das Wasser vergrößerte seine Geschwindigkeit entsprechend dem ver-

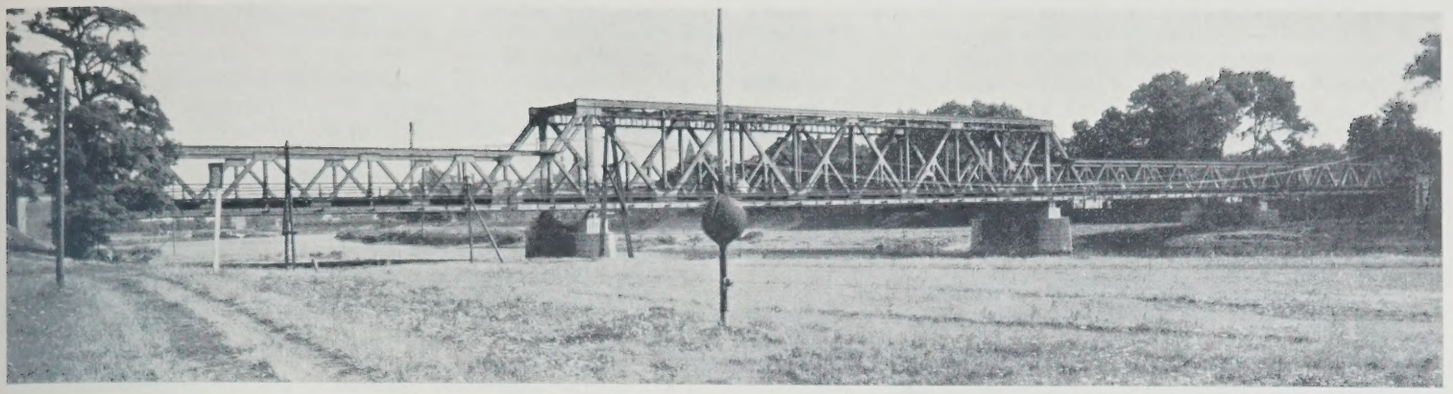


Abb. 44. Südansicht der neuen Brücke.

engten Querschnitt und befreite die Köpfe der Spundbohlen von den Überlagerungen. Nun konnte ein Taucher (Abb. 42) durch die Bohlen Krampen treiben. Diese ermöglichten es, Ketten anzubringen und die Bohlen durch die Kraft einer Winde zu ziehen. Zunächst wurde man so der Querspundwand Herr. Der ganze Aufbau rückte dann immer um einige dm vor und spülte die Köpfe der Spundbohlen der Längswände frei. Billiger kam man beim Unterbau des alten Pfeilers 3 davon. Hier erwies es sich als ausreichend, ihn nur von drei Seiten mit Spundwänden zu umgeben. Diese wurden so dicht, daß man in ihrem Schutz alles unschwer beseitigen konnte. Später bedurfte es noch langer Arbeit, um mit Greifern die früheren Umschüttungen der alten Pfeiler aus dem Strombett zu entfernen. Die Pfähle der Notbrücke wurden sämtlich gezogen. Das geschah mit einer Vorrichtung nach Abb. 43. (Über den Pfählen eines Joches ein Holzgerüst. Den zu ziehenden Pfahl umschlingt eine Kette, die am Haken eines Flaschenzuges hängt. Dessen Drahtseile sind über eine Rolle zur Winde geführt. Die Rolle hängt an Walzträgern, die auf den oberen Holmen des Gerüstes von Pfahl zu Pfahl vorgerückt werden.)

Nichtvorherzusehende Hindernisse brachten es mit sich, daß die Einbauten im Oderbett — alte Pfeiler, Leitwerke, Unterbau der Notbrücke — nicht bis zum 15. Dezember 1927 aus dem Strombett entfernt waren. Der Gefahr, die dadurch bei Eisgang und Strömung eintreten konnte, begegnete man durch Einrichtung eines Eisbrechdienstes mittels Eisbrecher. Die letzten Pfähle der Joche, nämlich die des Joches 2, waren am 21. März 1928 beseitigt.

Die gesamte Ausführung hat 1,42 Mill. R.-M. erfordert.

Die statische Berechnung sowie die Sonderentwürfe für die Über- und Unterbauten der neuen Brücke fertigte, wie erwähnt, die Firma Beuchelt & Co. in Grünberg. Dieser Unternehmung wurde auch die Ausführung der Pfeiler und Widerlager, die Beseitigung der alten Unterbauten, Entwurf, Bau und Abbruch der Notbrücke, Lieferung der Vorlandüberbauten und Aufstellung des ganzen Eisenwerks übertragen. Die Werkstattarbeiten am Stromüberbau hat die Gutehoffungshütte, Oberhausen, Rheinland, besorgt. Das Sprengen des alten Mauerwerks führte Karl Flohr in Kiel für Beuchelt aus. Entwurf und Ausführung der Besichtigungswagen obliegen der Firma Graue in Langenhagen bei Hannover.

Die 13 Monate von der Einleitung der Sonderentwürfe Anfang Dezember 1926 bis zur Inbetriebnahme am 12. Januar 1928 bedeuten für die hier vorliegende recht verwickelte Bauausführung eine verhältnismäßig kurze Zeit.

Die Wandlungen, die das Bauwerk von 1844 bis in die Gegenwart (Abb. 44) erfahren hat, geben einen lehrreichen Beitrag zur Geschichte des deutschen Brückenbaues durch mehr denn 80 Jahre.

Erweiterung der sogenannten „Neuen" Elbbrücke und der Billhorner Brücke in Hamburg.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Oberbaudirektor **Leo**, Hamburg.

Die verkehrstechnischen Grundlagen.

Die in den Jahren 1883 bis 1887 von Hamburg erbaute sogenannte „Neue Elbbrücke"[1]) über die Norderelbe bei Hamburg bildete bis vor wenigen Jahren die einzige landfeste Straßenverbindung zwischen den Städten, Häfen und Ländern beiderseits des Stromes (Abb. 1 u. 2).

Der Verkehr auf dieser Brücke nahm, entsprechend der Verkehrsbedeutung der überführten Ausfall- und Durchgangstraße und gemäß dem allgemeinen Anwachsen des Straßenverkehrs in den letzten zehn bis zwanzig Jahren schnell zu. Während 1910 im Tagesdurchschnitt rund 2800 Fahrzeuge über die Brücke fuhren, stieg ihre Zahl im Jahre 1922 auf rd. 3400, im Frühjahr 1926 auf rd. 4100, 1928 auf rd. 6000; davon drängte sich ein erheblicher Teil in wenigen Stunden zusammen. Die neuerbaute, im März 1926 dem Verkehr übergebene Freihafenelbbrücke[2]) übernahm zwar den bisher die „Neue" Brücke (nachstehend „Alte Straßenbrücke" benannt) belastenden, zollausländischen Verkehr zwischen den beiderseitigen Hafenanlagen; dadurch entstand aber eine nur verhältnismäßig geringe Entlastung der älteren Straßenbrücke. Diese Entlastung wurde jedoch durch die weitere Steigerung des Verkehrs übertroffen. Im November 1926 z. B. hatte die Freihafenelbbrücke einen Tagesverkehr von rd. 1000 Fuhrwerken (1928 rd. 2000) aufzuweisen, die ältere Brücke aber bereits von 4600. Ihre 7,50 m i. l. breite Fahrbahn sollte nach der Absicht ihrer Erbauer in jeder der zwei Seitenspuren Pferdebahn und Fuhrwerke aufnehmen und dazwischen die nötige Spur zum Überholen bieten.

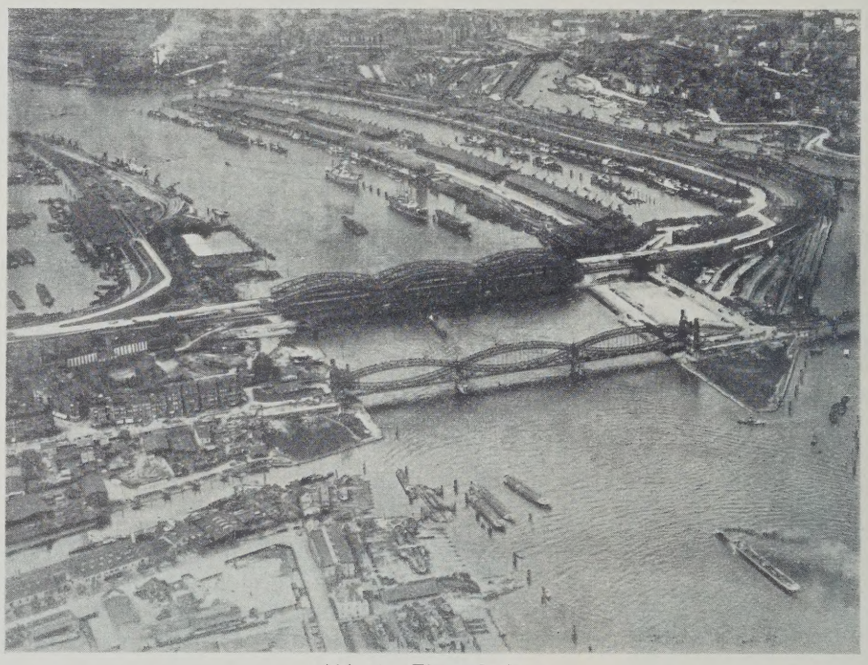


Abb. 1. Flugaufnahme.
Im Vordergrunde: Zu verbreiternde sog. Neue Elbbrücke.
Im Hintergrunde: 2 Reichsbahnbrücken und Freihafenelbbrücke.

Diese Regelung erwies sich, wie überall die Benutzung einer dreispurigen Fahrbahn bei dichtem Verkehr in beiden Richtungen, als undurchführbar. Die inzwischen elektrisch betriebene zweigleisige Straßenbahn und die schnell wie die langsam fahrenden Fuhrwerke mußten sich in jeder Richtung mit nur einer Fahrspur behelfen. Nur in langsamem Schritt konnte der Verkehr sich abwickeln. Zwischen beiden Spuren mußte sich noch der lebhafte Verkehr der Radfahrer (bis über 6000 am Tage und über 1700 in 1 Stde.) hindurchzwängen. Die Überwindung der rd. 400 m langen Strecke der Elb- nebst anschließenden Flutbrücken nahm in verkehrsstarker Zeit über zehn Minuten in Anspruch. Eine Handelsgesellschaft, die täglich 60 Autos über die Brücke laufen ließ, verlor täglich 15 bis 20, im Jahre rd. 4500 Autostunden, was einem Geldverlust von 45000 R.-M. entsprach. Der Hamburger Staat und der Hamburger Handel hatten diese, hier so bedenklichen Zusammenhänge zwischen Wirtschaft und Verkehr bereits vor dem Ausbruche des Weltkrieges erkannt; der Krieg und die Inflationszeit sowie die Fülle der sonst zu erledigenden technischen Aufgaben, darunter die Fertigstellung der Freihafenelbbrücke, machten es jedoch dem Senat erst am 7. Januar 1927 möglich, den Antrag auf Bereitstellung von rd. 3,317 Mill. R.-M. für die Erweiterung der Elbbrücke, des beiderseits anschließenden Straßenzuges und der in ihr liegenden Billhorner Brücke bei der Bürgerschaft zu stellen.

[1]) Vergl. „Zeitschrift für Bauwesen" 1890.
[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1924, Heft 20.

Dieser Antrag wurde bereits am 12. Januar 1927 von der in allen Angelegenheiten des Wasser-, Hafen- und Landverkehrs stets schnell und weitsichtig handelnden Bürgerschaft genehmigt.

Die allgemeine Anordnung der Erweiterung.

Die alte Straßenbrücke besteht aus drei Überbauten in der Form des Lohseträgers von je 101 m Stützweite und mit 7,60 m lichtem Abstand der Hauptträger. Die beiderseitigen Widerlager nebst Portalen, die beiden Strompfeiler und die beiderseits anschließenden Flutbrücken sind ihrerzeit so breit angelegt worden, daß eine geplante zweigleisige Gütereisenbahn neben der Straßenbrücke auf einer besonderen weiteren Brücke zu überführen war (Abb. 4). Die Güterbahn wurde infolge der im Gange befindlichen Umgestaltung der Güteranlagen der Reichsbahn an dieser Stelle nicht erforderlich, so daß der für sie offengehaltene Raum für eine Erweiterung der Straßenanlage nutzbar gemacht werden konnte. Die Bauverwaltung (Ingenieurwesen) war sich aber klar darüber, daß dieser Raum bei dem ständigen Anwachsen des Verkehrs in der wichtigsten Ausfall- und Durchgangstraße des gesamten Verkehrsgebiets auf die Dauer nicht ausreicht; sie untersuchte daher die Frage, ob der in Zukunft doch erforderliche größere Verkehrsraum sofort durch völligen Neubau der Brückenanlage, d. h. durch neue Eisenkonstruktionen auf neuen längeren Unterbauten zu schaffen sei, oder ob man — unter Benutzung der vorhandenen Anlagen — sich auf das für die nächste Zukunft Erforderliche vorerst beschränken und den weiteren Ausbau der späteren Zukunft überlassen solle. Zu berücksichtigen war dabei u. a., daß zwischen den beteiligten Ländern eine Vertiefung der Elbsohle auf — 5 m HN an der Straßenbrücke und unterhalb von ihr vorgesehen war; bei einem Neubau der Unterbauten hätte man sogleich, wie es seinerzeit bei der neuen Freihafenelbbrücke geschehen ist, dieser späteren Vertiefung der Elbsohle durch Gründung der Unterbauten bis auf die Tiefe von etwa — 9,50 m HN Rechnung tragen müssen. In der Hauptsache wurden folgende Möglichkeiten des Ausbaues der Brückenanlage untersucht:

A. Völliger Neubau,
d. h. neue Überbauten auf neuen längeren und tiefer gegründeten Unterbauten.

a) Eine neue Brücke mit sechs Wagenspuren einschl. Straßenbahn, in einem oberen Geschoß Raum für etwaige spätere Autobahn (in Stadterweiterungsplänen zur kreuzungsfreien Umführung der Durchgangsstraßen um die bebaute Stadt offen gehalten) (schwierige Rampenbildung) (Abb. 3a);

b) zwei neue Brücken mit je drei Spuren wie vor, in oberen Geschossen Raum für Autobahn (Rampenbildung wie vor) (Abb. 3b);

c) zwei neue Brücken mit je drei Spuren wie vor, Raum für Autobahn auf besonderer Brücke, stromaufwärts (Abb. 3c);

d) zwei neue Brücken mit je drei Spuren für Wagen, zweigleisige Straßenbahn zwischen den Brücken, Raum für Autobahn (siehe c) (Abb. 3d).

B. Teilweiser Neubau

zur Schaffung des zunächst erforderlichen Verkehrsraumes, d. h.

e) eine neue Brücke für drei Spuren neben der alten Brücke auf vorhandenen Unterbauten (Abb. 3e). Erst später im Bedarfsfalle neue Unterbauten, Straßenbahn zwischen Brücken (was bereits bei der Querschnittsbemessung der westlichen Hauptträger der neuen Elbbrücke und Billhorner Brücke berücksichtigt wurde) und besondere Autobrücke stromaufwärts.

Bei der vergleichenden Untersuchung dieser verschiedenen Möglichkeiten spielten die nachstehenden Gesichtspunkte eine wichtige Rolle.

Die Eisenkonstruktion der vorhandenen Elbbrücke erwies sich nach einer statischen Berechnung und nach Untersuchung des Schweißeisens (34 bis 38 kg/mm² Zugfestigkeit, 16 bis 28 % Dehnung) als weiterverwendbar zur Aufnahme der gewachsenen Lasten des mechanischen und schnelleren Verkehrs; es waren nur noch verhältnismäßig geringe Verstärkungen nötig.

Gemäß einer kategorischen Erklärung der Hamburger Wasserbaubehörde lag eine Notwendigkeit zur Vertiefung der Elbsohle und damit der Schaffung tiefer gegründeter Unterbauten in absehbarer Zeit noch nicht vor.

Aus einer verkehrstechnischen Berechnung und aus Beispielen nordamerikanischer Brücken (Delawarebrücke, Philadelphia, 50 000 Fuhrwerke/Tag auf sechs Spuren ohne Straßenbahn) war zu schließen, daß die durch die Lösung B sofort gewonnenen und günstig in Richtungsverkehr zu benutzenden Fahrspuren (zwei für Straßenbahn, zwei für schnell, zwei für langsam fahrende Fuhrwerke) bei Annahme gewisser wahrscheinlicher Steigerungen des Verkehrs schätzungsweise dem Verkehrsbedürfnis noch 15 Jahre genügen würden.

Die Lösungen unter A erforderten die sofortige Aufwendung von etwa sechs Millionen höherer Baukosten als die Lösung B.

Der Gesamtaufwand an Baukapital und Zinsen wurde bei Ausführung der größeren Erweiterung erst nach 15 Jahren gemäß Lösung B erheblich geringer als bei A, auch unter Berücksichtigung der höheren Baukosten, die die spätere Unterfangung zweier Brücken unter Aufrechterhaltung des Verkehrs beim Neubau der Unterbauten verursacht.

Die Finanzlage zwang zum Verzicht auf alle zurzeit vermeidbaren Ausgaben.

Aus allen diesen Erwägungen mußte, sehr zum Bedauern der technischen Verwaltung, auf die sofortige Durchführung einer einheitlichen, größeren, verkehrstechnisch die Bedürfnisse der ferneren Zukunft berücksichtigenden und ästhetisch voll befriedigenden Neuanlage verzichtet und der Entwurf, sowie die Einwerbung der Mittel auf die Lösung B beschränkt werden, d. h. auf die Anlage einer weiteren Brücke neben der alten Straßenbrücke auf den vorhandenen Unterbauten (Abb. 3e).

Diese Beschränkung hatte einige unerwünschte Folgen. Eine Beseitigung der Portale, die in ihrer romantischen, gotischen Ausbildung der heutigen Auffassung widersprechen, wurde nicht nötig. Sie ohne zwingende Notwendigkeit zu beseitigen und durch neue Abschlüsse zu ersetzen, war zurzeit wirtschaftlich nicht vertretbar.

Zwar wurde es möglich, der neuen Brücke statt des lichten Maßes von 7,60 m der alten Brücke die für drei Spuren erwünschte Lichtweite zwischen den Hauptträgern von 8,60 m zu geben; aber in der Durchfahrt der beizubehaltenden Portale mußte man sich mit dem vorhandenen und für drei Spuren knappen Maß begnügen (Abb. 12). Während auf der neuen Brücke außerhalb der östlichen Hauptträger ein besonderer Radfahrweg neben dem Fußweg, mit Durchfahrt durch die neu durchgebrochenen, seitlich gelegenen kleinen Portalöffnungen geschaffen werden konnte, blieben die in südlicher Richtung fahrenden Radler wie bisher auf den Fahrdamm der alten Brücke angewiesen.

Diese Nachteile konnten jedoch als Folgen der oben begründeten Entscheidung 1 bis 2 Jahrzehnte in den Kauf genommen werden.

Der Querschnitt der neuen Brücken ist aus Abb. 3e ersichtlich. Er wurde für die Elb- und die neue Billhorner Brücke verwendet.

Im Zusammenhang mit den Erweiterungen der Brücken wurde eine Verbreiterung der angrenzenden Straßenzüge, auf der Südseite der Veddeler Brückenstraße zunächst bis zum Veddeler Marktplatz, auf der Nordseite bis annähernd zum Billwärder Neuedeich auf 25 m vorgesehen (s. auch Abb. 2).

Eine Ausdehnung dieser Verbreiterung nach Norden ist in Vorbereitung. Auch nach Süden wird sie durch Baulinien offen gehalten.

Abb. 2.

I. Die Elbbrücke.

Die Formgebung der Elbbrücke. In Übereinstimmung mit dem Gutachten der Akademie für Bauwesen vom 12. Dezember 1923 betreffend die Gestaltung der neuen Eisenbahnbrücken über die Norderelbe war besonderer Wert darauf zu legen, das Gesamtbild der verschiedenen Brücken möglich ruhig zu gestalten und die neue Brücke der Form der neben ihr liegenden alten Brücke (Abb. 4) anzupassen. Als System kam für die neue Brücke daher nicht, wie bei der stromabwärts liegenden Brücke, der Zweigelenkbogen, sondern nur der Lohseträger in Betracht; ersterer würde übrigens vom Verfasser — auch im Falle sofortigen völligen Neubaues gemäß Lösung A — wegen des unvermittelten und ästhetisch nicht befriedigenden Überganges der Endständer hinter den Lohseträger zurückgestellt werden.

Der bereits am 11. Januar 1927 herausgegebenen beschränkten Ausschreibung wurde der Lohseträger zugrunde gelegt mit einer den benachbarten Brücken entsprechenden Höhenlage des oberen Bogens und mit annähernd parabelförmiger Systemlinie für die Knotenpunkte der Gurtungen. Aus statischen und ästhetischen Gründen, wie zur Gewinnung eines einfacheren, klareren Bildes wurden nur 11 Hängestangen gegenüber 23 bei der alten Brücke (Abb. 6) gewählt.

Auch für die Berechnung des hochgradig unbestimmten Systems wurden zunächst Vereinfachungen durch Zulassung angenäherter Ver-

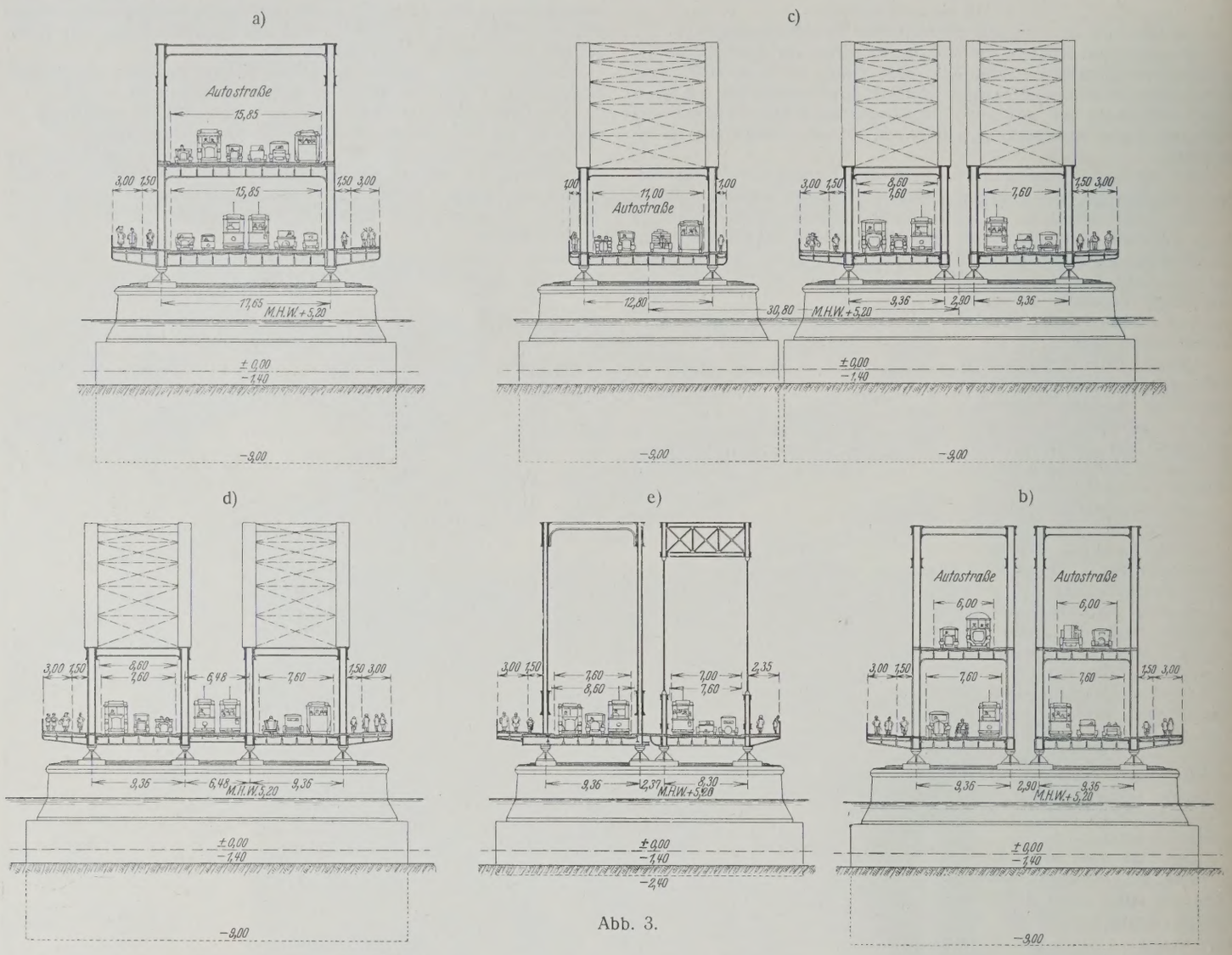


Abb. 3.

fahren und Beschränkung der Anzahl der statisch unbestimmten Größen für Eigenlast unter Anordnung von Blindstäben bei der Montage angestrebt.

Die am 17. Februar 1927 eingegangenen Angebote zeigten in den Gesamtpreisen Unterschiede bis zu 35 %, in den Einheitspreisen für Flußstahl St 37 bis zu 7 %, für Si-Stahl bis zu 25 %.

Die Angebote wiesen ferner in der konstruktiven und ästhetischen Ausbildung erhebliche Unterschiede auf; so hatte die Gesellschaft Harkort, Duisburg, nicht das billigste, aber doch das günstigste Sonderangebot eingereicht mit 2,40 m hohen, stetig gekrümmten vollwandigen Hauptträgern, statt mit den vorgesehenen polygonalen Fachwerkbogen (Abb. 6).

Das Studium der Wirkung des Sonderangebotes am Modell (Abb. 5) führte — auch nach dem Urteil des befragten Herrn Oberbaudirektors Schumacher — zu der Überzeugung, daß der vollwandige, stetig gekrümmte Träger, u. a. auch durch seine das Gitterwerk der alten Brücke von stromaufwärts deckende ruhige Fläche, sich ästhetisch als außerordentlich glücklich erweisen werde, in vollem Maße dann, wenn der Zwiespalt zwischen der heutigen Portalarchitektur und dem schlichten vollwandigen Hauptträger beseitigt und im Zusammenhang mit den späteren Umbauten und Erweiterungen der Brücken — durch sie bedingt — neue schlicht-sachliche Portale angeordnet werden.

Die von einem hervorragenden Brückenbauer vertretene Ansicht, daß das Filigranwerk der alten Lohseträger der geschlossenen Ausbildung vorzuziehen sei, wird in diesem Falle nicht geteilt, im Hinblick darauf, daß schon heute mehrere Brücken dicht hintereinander folgen und noch weitere Brücken in Zukunft zu erwarten sind, so daß die feine Unterteilung überhaupt nicht mehr zur Geltung kommen kann.

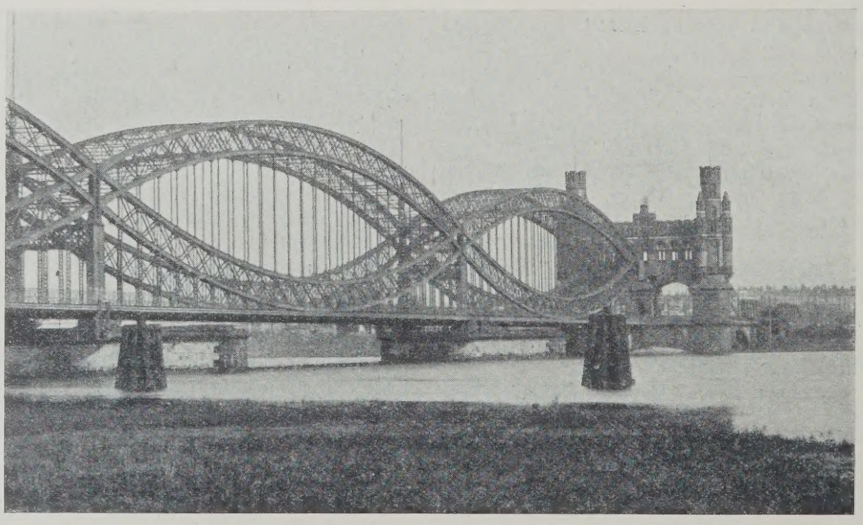


Abb. 4. Ansicht der alten Brücke mit nördlichem Portal.

So wurde der Auftrag am 2. April 1927 an die Gesellschaft Harkort, die Erbauerin der 1885 bis 1887 hergestellten Eisenkonstruktion — unter Beteiligung zweier Hamburger Firmen (H. C. E. Eggers & Co. und Carl Spaeter G. m. b. H.) — für einen Gesamtpreis von 1,351 Mill. R.-M. vergeben. Dafür waren zu liefern 638 t St 37 (Fahrbahn ohne Querträger), 1757 t St Si und 97 t Stg 52·81. Aus ästhetischen Gründen wurde die Anordnung vollwandiger Verbandstäbe ausbedungen.

Ferner wurde von Harkort die Bedingung über-

nommen, auf Verlangen des Ingenieurwesens unter Verzicht auf Montagegerüste im Strom den Zusammenbau auf dem Lande zu bewirken, die Brücken schwimmend an die Brückenstelle zu bringen und auf den Pfeilern und Widerlagern abzusetzen.

Der vorstehende, von der Bauverwaltung verlangte Bauvorgang erwies

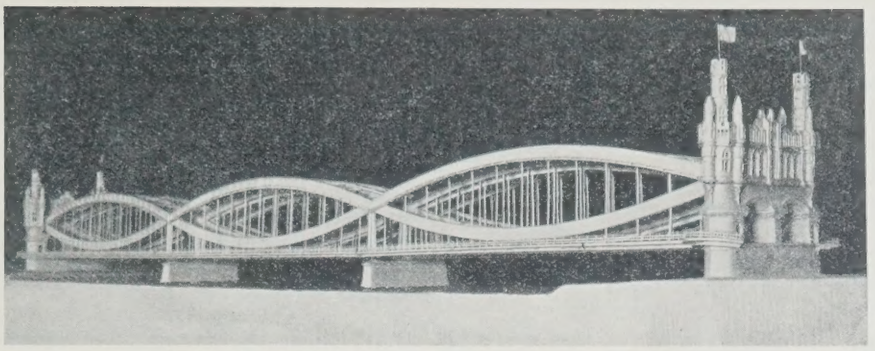


Abb. 5. Modell der neuen neben der alten Brücke.

leitung zweier Gleise über die Freihafenelbbrücke Montage auf der alten Eisenbahnelbbrücke, und bei der Erweiterung der alten Straßenelbbrücke: Montage auf dem Lande und Einschwimmen.

Es konnte angenommen werden, daß durch dieses veränderte Vorgehen etwaige auswärtige Schwierigkeiten verringert wurden;

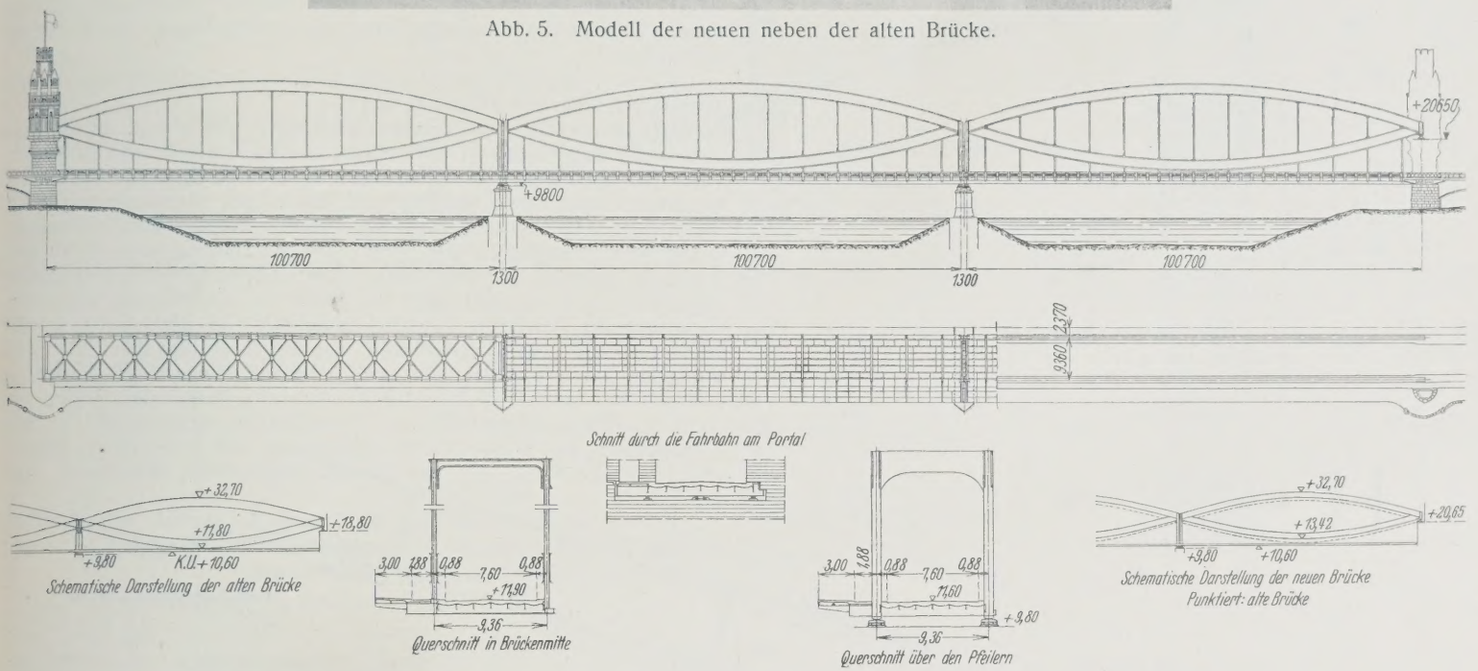


Abb. 6. Ansicht der neuen Elbbrücke mit Grundriß und Querschnitten.

sich als notwendig, um die Hemmungen des Schiffahrtverkehrs und die daraus gegebenenfalls erwachsenden Schwierigkeiten bei der Internationalen Elbkommission zu beschränken. Er war erwünscht, weil nach den erneut beim Bau der Freihafenelbbrücke bestätigten Erfahrungen Gerüstbauten im Strom etwa vom 15. November bis 15. März wegen der Eis- und Hochwassergefahr nicht geduldet werden können und durch die Gerüste eine Beschränkung, Verlangsamung und Verteuerung des Baues zu erwarten war.

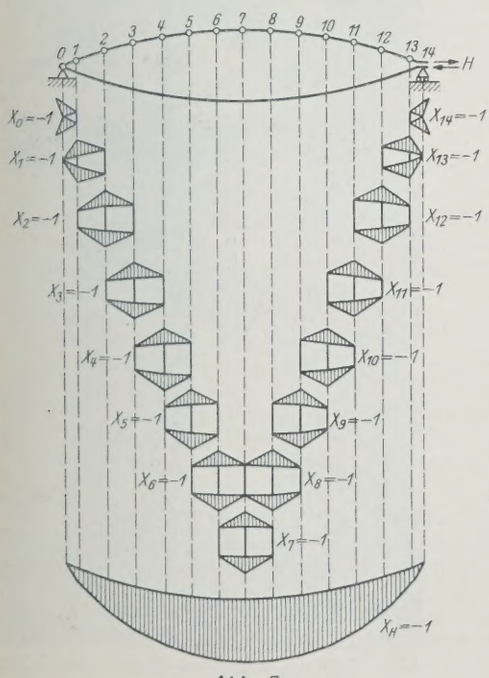


Abb. 7.

So ergab sich ein interessanter Unterschied in der Behandlung der verschiedenen, zeitlich aufeinanderfolgenden Brückenbauten. Bei der Freihafenelbbrücke: Montage auf Gerüsten, bei den Eisenbahnbrücken: nach Umzur Vermeidung von Verlust an günstiger Bauzeit genehmigte daher der Präsident des Senats, Herr Bürgermeister Dr. Petersen, im April 1927 die Vergebung der Arbeit (s. o.) und den Beginn der Ausführung in der Werkstatt mit dem Vorbehalt, daß der Bau an der Baustelle im Strom erst nach Eingang der Zustimmung durch die Internationale Elbkommission beginne. Diese Zustimmung traf erst im Juli 1927 ein.

Grundlagen des Ausführungsentwurfs. Für die Unterkante der Brückenkonstruktion war wie bei den vorhandenen Brücken + 10,60 HN (rd. 5,50 m über Normalflut) beibehalten. Die Oberkante der Fahrbahn wurde mit + 11,80 HN zur Gewinnung größerer Höhe für die Querträger und eines größeren Raumes für die Unterbringung von Leitungen um 20 cm höher angeordnet als bei der vorhandenen Brücke mit + 11,60 HN.

Als Nachteil hatte sich bei der alten Straßenbrücke die aus der niedrigen Lage der unteren Gurtungen der Lohseträger entstehende Verschmutzung und verstärkte Rostgefahr erwiesen. Die geringere Höhe der vollwandigen Bogen der neuen Brücke (2,40 m) ermöglichte es, diesen Nachteil zu vermeiden und die unteren Gurtungen und die Auflager

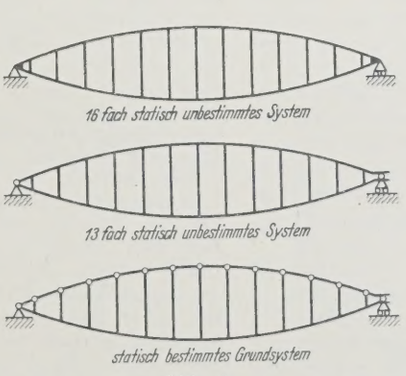


Abb. 8.

No.	H	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	
H	+	−	−	−	−	−	−	−	−	−	−	−	−	−	−	−	
0	−	+	−	−													0
1	−	−	+	−	−												1
2	−	−	−	+	−	−											2
3	−		−	−	+	−	−										3
4	−			−	−	+	−	−	−								4
5	−				−	−	+	−	−	−							5
6	−					−	−	+	−	−	−						6
7	−						−	−	+	−	−	−					7
8	−							−	−	+	−	−	−				8
9	−								−	−	+	−	−	−			9
10	−									−	−	+	−	−	−		10
11	−										−	−	+	−	−	−	11
12	−											−	−	+	−	−	12
13	−												−	−	+	−	13
14	−													−	−	+	14

− bedeutet einen Wert δ_{ik}
+ " " " δ_{ii}

Abb. 9.

Zusammenstellung der wichtigsten Querschnittsabmessungen.

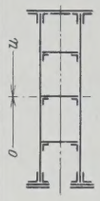
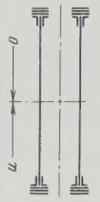
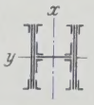
	Profil	Abmessungen	F cm²	J cm⁴	W cm³	σ kg/cm²
Obere Druckbogen		2 Stegbleche 2400 · 12 4 ⌊ 150 · 150 · 12 4 ⌊ 90 · 150 · 12 1. obere Deckplatte 340 · 12 2. obere Deckplatte 900 · 12 1. untere Deckplatte 2 · 280 · 14 2. untere Deckplatte 2 · 280 · 14	1129,96	10 538 015	o 86 519 u 86 236	u — 1443 o — 848
Verbindungsstange		Stegblech 335 · 10 4 ⌊ 90 · 90 · 9	70,34 (n)			+ 969
Untere Zugbogen		2 Stegbleche 2400 · 12 8 ⌊ 90 · 150 · 12 1. Deckplatte 4 · 210 · 14 2. Deckplatte 4 · 210 · 14 3. Deckplatte 4 · 210 · 14	940,88 (n)	8 766 923	70 587	o + 1010 u + 1769
Hängestange		Stegblech 520 · 10 4 ⌊ 100 · 100 · 10	108,10 (n)	43 384	1 822	+ 2016
Oberer Windverband Senkrecht		Stegblech 600 · 10 4 ⌊ 80 · 120 · 10	136,40	63 637	2 121	— 719
Oberer Windverband Diagonal		⊏ 20 ⊏ 16	56,2	x 1 717 y 1 996	o 348 u 144	— 1365
Oberer Windverband Endpfosten		▭ 540 · 10 4 ⌊ 100 · 200 · 12 4 ▭ 900 · 12 4 ⌊ 80 · 120 · 12 4 ⌊ 80 · 120 · 12	806,8	x 464 140 y 488 600	x 12 410 y 10 860	— 1206 (— 1901)

Abb. 10.

unter Beibehaltung der Höhenlage Oberkante der oberen Bogen (s. Abb. 6) höher anzuordnen.

Es wurde weiter Wert darauf gelegt, den Angriffspunkt der von der Eisenkonstruktion auf die Zwischenpfeiler wirkenden Kräfte möglichst niedrig anzuordnen, um die Beanspruchung der durch die größeren Verkehrslasten und das höhere Eigengewicht der breiteren neuen Brücke stärker als bisher beanspruchten Pfeiler möglichst niedrig zu halten. Während bei der alten Brücke die Auflager auf eingespannten Stützen hochliegen, wurde die neue Eisenkonstruktion durch Stützen mit unteren Auflagern unmittelbar auf den Pfeilern abgesetzt (Abb. 6).

Berechnung. Für die statische Berechnung kamen die Vorschriften für Eisenbauwerke der Reichsbahn und für die Belastung die DIN 1072 (Brückenkl. I), als Stoßzahlen für die Hauptträger 1,20, für die Fahrbahnträger 1,38 zur Anwendung. Der dreifach statisch unbestimmte, linsenförmige Rahmen der Hauptträger ist mit den 11 Zugstangen 14fach statisch unbestimmt.

Die von der Gesellschaft Harkort zunächst durchgeführte angenäherte Berechnung ging von folgendem aus:

Die oberen Zug- und unteren Druckbogen sind gleich, die sie verbindenden Hängestangen verhältnismäßig so stark bemessen, daß ihre elastischen Formänderungen vernachlässigt und eine gleichmäßige Verteilung der angreifenden Kräfte auf Zug- und Druckbogen angenommen werden kann. Die wagerechten Schübe der gleich belasteten und bemessenen Bogen werden entgegengesetzt gleich, und die Einspannmomente an den Auflagern erreichen den Wert Null. Zug- und Druckbogen wurden daher angenähert als Zweigelenkbogen mit Hilfe von Einflußlinien und unter Benutzung der elastischen Gewichte berechnet. Bei der genauen Durchrechnung wurde der Ecksteifigkeit der Bogenschnittpunkte über den Auflagern durch Einfügen von zwei gedachten Hängestangen Rechnung getragen und somit mit $3 + 13 = 16$ statisch unbestimmten Größen gerechnet. (3 stat. Unbestimmte des linsenförmigen Rahmens und 13 stat. Unbestimmte der 11 tatsächlich vorhandenen und 2 gedachten Hängestangen). Der Gang der von Harkort aufgestellten Berechnung war folgender:

Bekanntlich lassen sich nach der Theorie der statisch unbestimmten Systeme für 16 Unbekannte 16 Elastizitätsgleichungen aufstellen.

So lautet z. B. die $u \cdot n$-Elastizitätsgleichung

$$X_1 \cdot \delta_{1\,n} + X_2 \cdot \delta_{2\,n} + X_3 \cdot \delta_{3\,n} + \cdots X_n \cdot \delta_{nn} \cdot + \cdots X_{15} \cdot \delta_{15\,n} + X_{16} \cdot \delta_{16\,n} = \delta_{mn} \cdot$$

X_1 bis X_{16} bedeuten hierin die 16 statisch unbestimmten Größen und die Werte δ die Verschiebungswerte. Allgemein ist

$$\delta_{i\,k} = \int M_i \; M_k \frac{J_c}{J}\, ds + \int N_i \; N_k \frac{J_c}{F}\, ds + + \int Q_i \; Q_k \frac{J_c \cdot E}{G \cdot F}\, ds + \Sigma \, S_i \; S_k \frac{J_c}{F}\, s.$$

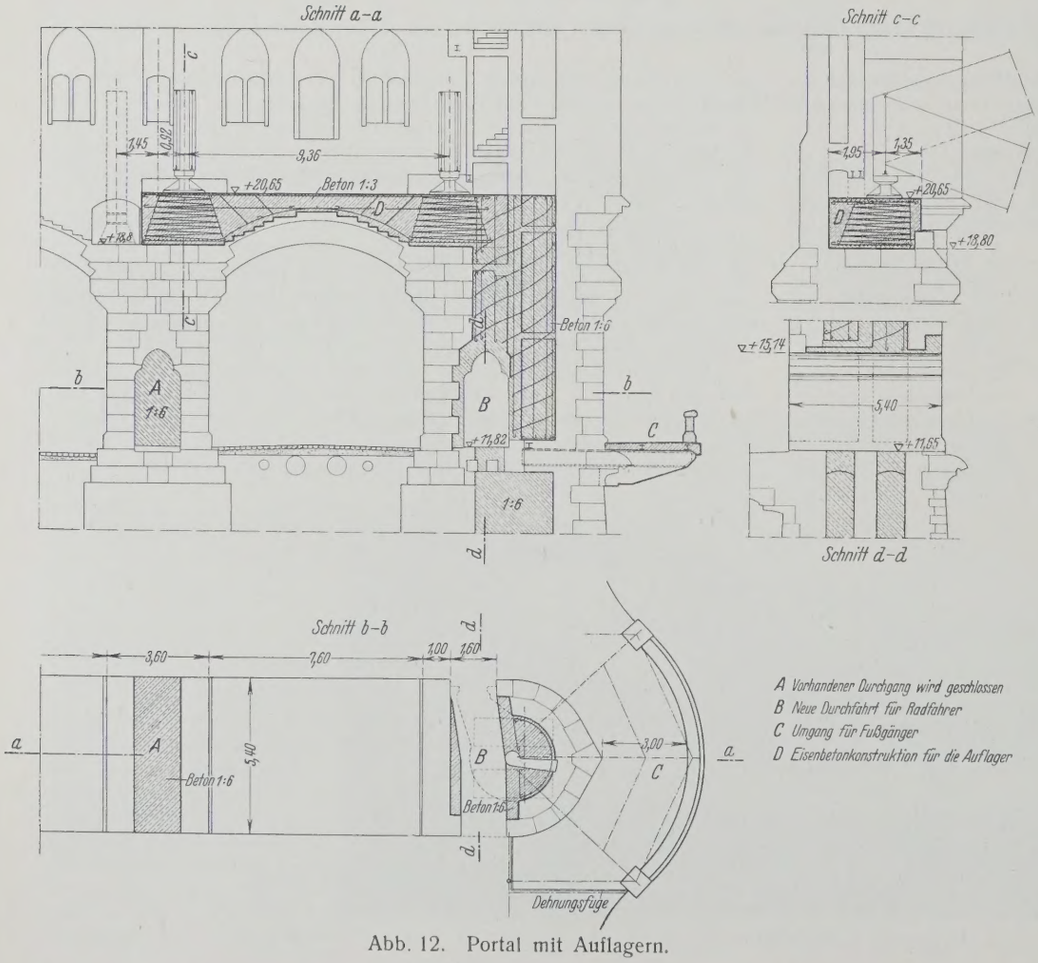


Abb. 12. Portal mit Auflagern.

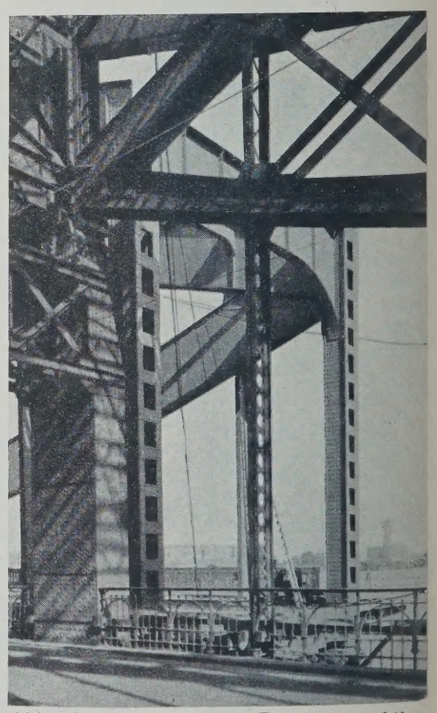


Abb. 13. Alte und neue Portalkonstruktion auf Strompfeiler.

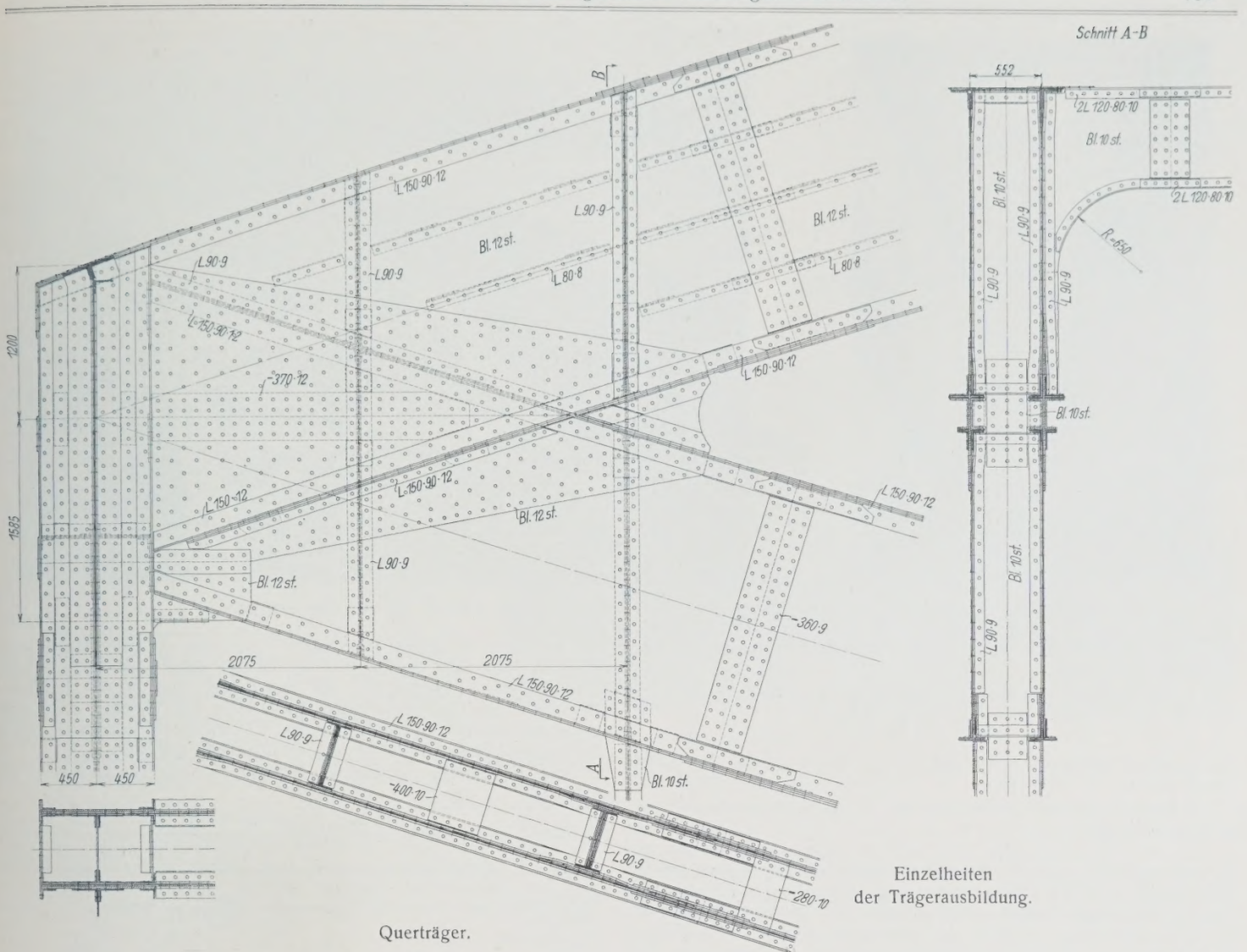


Abb. 11.

Die ersten drei Integrale erstrecken sich über die biegungsfesten Stäbe, das erste gibt den Einfluß der Momente, das zweite den der Längskräfte, das dritte den der Querkräfte an. Der Einfluß der Querkräfte wird, wie allgemein üblich, vernachlässigt. Der Beitrag der Längskräfte der biegungsfesten Teile zu den Verschiebungswerten ist im allgemeinen ebenfalls außerordentlich klein, doch wird er in einem Falle (bei dem Verschiebungswert des Horizontalschubes), wo er von größerer Bedeutung ist, berücksichtigt. Der vierte Ausdruck gibt den Einfluß der Stabkräfte, der nur durch Längskräfte beanspruchten Stäbe, nämlich der Hängestangen, an, dessen Berücksichtigung sehr wesentlich für die genaue Untersuchung ist, da bei der fast gleichen Bemessung des Zug- und Druckbogens in der Elastizität der Hängestangen die grundlegende Abweichung gegenüber der Annäherungstheorie liegt, bei der mit starren Hängestangen gerechnet wurde.

Bei der Wahl der statisch unbestimmten Größen muß der Gesichtspunkt gelten, so viele Werte δ zum Verschwinden zu bringen, daß man ein gut auflösbares Schema der Elastizitätsgleichungen erhält. Wählt man die Momente im Druckbogen über den Verbindungsstangen, die beiden Eckmomente am Zusammenlauf der Bogen und den Horizontalschub als statisch unbestimmte Größen, so ergibt sich ein Gleichungsschema, das man aus der Zeichnung Abb. 7 ohne weiteres ablesen kann. Da der Einfluß von H bei sämtlichen Verschiebungen vorkommt, lag es nahe, den Horizontalschub vorläufig auszuschalten und erst das $(n-1)$ $= 15$fach statisch unbestimmte Grundsystem zu berechnen, um dann den Horizontalschub an diesem System wirkend zu untersuchen. Das gäbe rechnerisch die einfachste Lösung. Aus einer besonderen Erwägung ist aber von Harkort anders verfahren worden, indem auch noch die Eckmomente X_0 und X_{14} für das statisch unbestimmte Hauptsystem herausgelassen wurden. Es geschah dieses, um eine möglichst analoge Berechnung zu dem Zweigelenkbogen zu erhalten. Das jetzt $(n-3)$ $= 13$fach statisch unbestimmte Hauptsystem besteht aus zwei übereinander gelagerten Balken, die durch 13 Verbindungsstangen gekuppelt sind. Die Momenteneinflußlinien dieses Systems entsprechen den M_0-Linien des einfachen Balkens. Da der Horizontalschub nicht wesentlich von dem des Zweigelenkbogens abweichen wird und die Eckmomente nur sehr klein sein können, ist man so in der Lage, schon durch Vergleich der M_0-Linien die Genauigkeit der Annäherungsberechnung abschätzen zu können.

Die der Berechnung zugrunde liegenden Grundsysteme sind in den Skizzen Abb. 9 dargestellt.

Die Berechnung nahm nunmehr folgenden Verlauf:

1. Berechnung des 13fach statisch unbestimmten Hauptsystems. Berechnung der Verschiebungen δ, Aufstellung der 13 Elastizitätsgleichungen und deren Auflösen durch Elimination bei Ausnutzung der Symmetrie. Berechnung der Biegelinien. Ihre Übereinanderlagerung zu

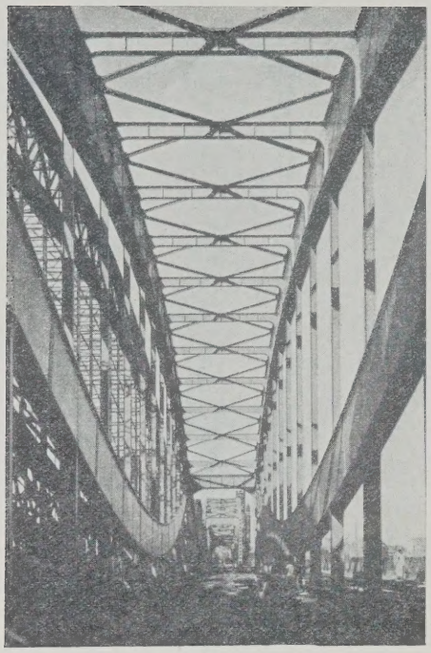


Abb. 14. Innenansicht.

Abb. 15. Aufsicht auf alte und neue Brücke.

den Einflußlinien für die Momente $X = M_{\boxed{0}}$ im 13fach statisch unbestimmten Hauptsystem.

2. 3fach statisch unbestimmte Rechnung am 13fach statisch unbestimmten Hauptsystem. Berechnung der Zustände $X_H = -1$, $X_o = -1$ und $X_{\bar{o}} = -1$ ($X_{\bar{o}} = X_{14}$). Bildung der δ-Werte. Auflösung der drei Gleichungen. Berechnung der Biegelinien (δ_{mo}, δ_{mH} und $\delta_{m\bar{o}}$). Zusammensetzung zu Einflußlinien.

3. Entwicklung der Einflußlinien für Kernpunktmomente und Verbindungsstangenkräfte.

Die unter Berücksichtigung aller statisch unbestimmten Größen von Harkort angestellte genauere Berechnung ergab verhältnismäßig geringe Unterschiede, z. B. in der Außenkante Zugbogen 2% höhere, in Unterkante Druckbogen geringere Werte als die Annäherung. Die nach letzterer ermittelten Abmessungen konnten also beibehalten werden. Ferner zeigte die Untersuchung, daß die Hängestangen infolge des überwiegenden Einflusses der Eigenlast keine Druckbeanspruchung erhalten.

Beide Hauptträger wurden gleich stark ausgebildet. Es betragen die Scheitelkernpunktmomente:

im Druckbogen,	oben max . . .	+ 742 tm
	unten „ . . .	— 1229 „
„ Zugbogen,	oben „ . . .	— 731 „
	unten „ . . .	+ 1278 „
größter Auflagerdruck rd. . . .		830 t.

Die wichtigsten Hauptträgerquerschnitte sind in Abb. 10 dargestellt. Die Stehblechstärke der Bogen wurde im Einvernehmen mit der Bauverwaltung von 10 auf 12 mm abgeändert. Es zeigte sich jedoch, daß für den 2,40 m hohen Druckbogen auch eine Stehblechstärke von 12 mm allein nicht ausreichte. Es mußten daher zur Erzielung der erforderlichen Knicksicherheit des Stehbleches drei Reihen Längsaussteifungen mit Querverbindungen im Inneren des oberen, gedrückten Kastenquerschnitts angeordnet werden. Durch diese Maßnahme wurde die Zugänglichkeit für Ausführung des Anstrichs erschwert.

Die der Abrechnung zugrunde gelegten theoretischen Gewichte sind folgende:

Gewichte in t (abgerundet)

	St Si	St 37	Stg	Gußeisen
Hauptträger	1589,0	1,7		
Fahrbahn	182,8	744,2	3,1	
Windverband		136,6		
Auflager		0,3	65,5	
Unterer Besichtigungswagen (einschl. Maschinenteile)		14,3		
Laufschienen für den oberen Besichtigungswagen		35,4		
Wasserablaufkasten		0,9		4,9
	1771,8	933,4	68,6	4,9

Summe: 2778,7 t.

Anordnung und Ausbildung der Elbbrücken. Die Gesamtanordnung der Eisenkonstruktion geht aus Abb. 10, charakteristische Einzelheiten gehen aus den Abb. 11 und 13 bis 15 hervor; letztere lassen u. a. die bewußt erstrebte ruhigere Wirkung der neuen gegenüber der alten Konstruktion erkennen. Im einzelnen ist folgendes zu bemerken:

Auf Anordnung eines besonderen unteren Windverbandes wurde verzichtet, da die steife, aus Buckelblechen mit Betonfüllung bestehende Fahrbahntafel für ausreichend steif zur Aufnahme der Windkräfte gehalten wurde. Jedoch wurden zur Übertragung der durch Windmomente hervorgerufenen Druck- und Zugkräfte die als Ober- und Untergurte dienenden Fahrbahnrandträger besonders versteift. Da bei den Portalen die Auflager der Hauptträger hoch liegen, mußten zur Verlagerung der Fahrbahn-Endquerträger im unteren Teile des Portales besondere Lager geschaffen werden, und zwar zwei unter den Fahrbahnrandträgern sitzende lotrechte Lager zur Aufnahme der lotrechten Kräfte und ein dazwischenliegendes wagerechtes Lager zur Aufnahme der vom Endquerträger zu übertragenden Windkräfte (Abb. 6).

Der obere Windverband wurde als Parallelträger mit gekreuzten, steifen Streben und Ständern an den Kreuzungspunkten ausgeführt.

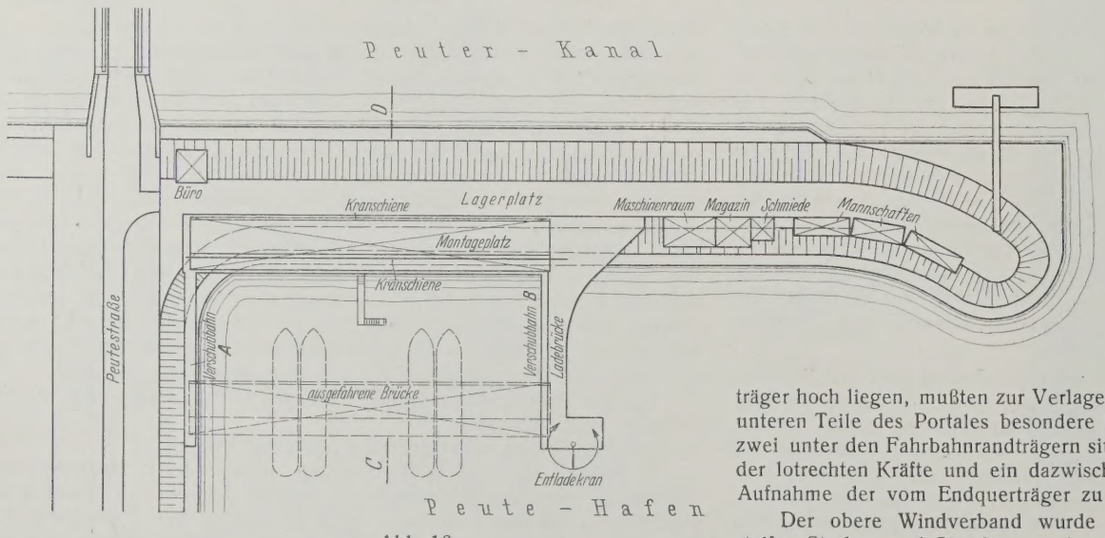


Abb. 16.

Während über den festen Lagern die aus Brückensteinen bestehende Fahrbahn ohne besondere Fugenausbildung durchgeführt wurde, sind über den beweglichen Auflagern besondere, aus Stahlguß bestehende Dehnungsfugen angeordnet.

Die Fahrbahn wird aus Buckelblechen (8 mm), auf genieteten Querträgern (aus St Si) und Längsträgern (aus Walzträgern St 37) gebildet, die mit Beton (1 : 6) ausgefüllt und mit dreifacher Isolierung (teerfreier Pappe, Walzblei und Jute) der Ruberoidwerke abgedichtet sind; die Befestigung ist mit 10 cm hohen, sogenannten Hamburger Brückensteinen aus schwedischem Gestein (Bruch Carlshamn) mit bituminösem Fugenverguß auf dünner Grandbettung bewirkt, weil hier infolge der sehr schweren Lasten des starken Hafenverkehrs an Gewicht leichtere, z. B. bituminöse Pflasterarten keine genügende Lebensdauer versprechen und erforderliche Um- und Neupflasterungen mit den unvermeidlichen Verkehrstörungen aufs äußerste eingeschränkt werden müssen.

Fuß- und Radfahrwege sind aus Gußasphalt auf Eisenbetonplatten (Wayss & Freytag) hergestellt. Die Entwässerung geschieht durch Kantsteintrummen unmittelbar in die Elbe. Auch bei den Fuß- und Radfahrwegen wurde eine besondere Isolierung aus Jute angeordnet, um zu verhüten, daß bei Rissebildung des Asphaltes Wasser durch den Beton hindurchdringt.

Veränderungen an den Portalen usw. (s. Abb. 12). Die größere Breite der neuen Brücke (9,36 m statt 8,30 m von Mitte zu Mitte Hauptträger) sowie die größeren Eigen- und Verkehrslasten bedingen höhere Auflagerdrücke und eine ungünstigere Lage der Auflager auf den beiderseitigen Portalen. Zur besseren und gleichmäßigeren Übertragung der Kräfte und zur Entlastung des den Fahrweg überspannenden Portalbogens wurden die neuen umschnürt bewehrten Auflagersteine aus Beton (1 : 3) durch einen Eisenbetonbalken verbunden, zugleich wurden die bisher als Treppenaufgang usw. dienenden Hohlräume mit Beton und Eisenbeton ausgefüllt, derart, daß Balken und Treppenausfüllung eine rahmenartige Portalversteifung bilden.

Die Berechnung ergab, daß die seinerzeit bei Erbauung der alten Brücke als zulässig angesehene Belastung des durch Rammpfähle verdichteten Bodens von 4 kg/cm² infolge der Erweiterungsbauten nur wenig überschritten wurde.

Da die im stromaufwärts belegenen Portalteil neu durchgebrochene Öffnung dem Radverkehr zu dienen hat, wird durch einen Betonpodest zwischen Eisenträgern der Verkehr der Fußgänger außen um die Portale herum gelenkt (s. auch Abb. 6).

Montage. Die auf den Werken fertiggestellten Eisenteile gelangten auf dem Wasserwege in den Peuterhafen (Abb. 2 u. 16) und mit behelfsmäßigem Kran auf den Montageplatz, wo in üblicher Weise auf fester Unterlage mit Hilfe eines Laufkranes der Zusammenbau stattfand (Abb. 17 u. 18).

Nach Abnietung wurde der fertige Überbau auf stählernen Rollen mit Handwinden und Flaschenzügen auf das Ende der Verschubbahnen verschoben, und zwar mit einer durchschnittlichen Geschwindigkeit von 7 bis 8 m/Std., insgesamt in 5 bis 6 Stunden für jede Brücke.

Um jedoch die Überbauten auf die Schuten absetzen zu können, mußten verschiedene Verstärkungseinbauten vorgenommen werden. Da nämlich beim Abschwimmen die Lage der Unterstützung der Überbauten völlig geändert wurde, mußte auch der ganze Kräfteverlauf in dem Überbau selbst ein anderer werden.

Überschlägliche Untersuchungen ergaben, daß die Druck- und Zugbogen den veränderten Belastungen durchaus gewachsen waren, daß aber die die Belastungen auf die Schuten übertragenden Hängestangen erhebliche Drücke bekamen, denen sie ohne weiteres nicht gewachsen waren. Sie wurden daher durch Kreuzverbände und Horizontalriegel in zwei Ebenen zeitweilig ausgesteift.

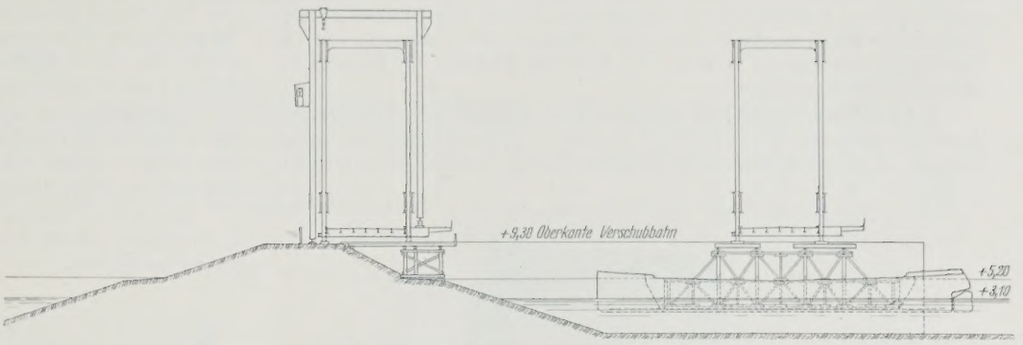


Abb. 17. Montageplatz. Querschnitt *C—D*.

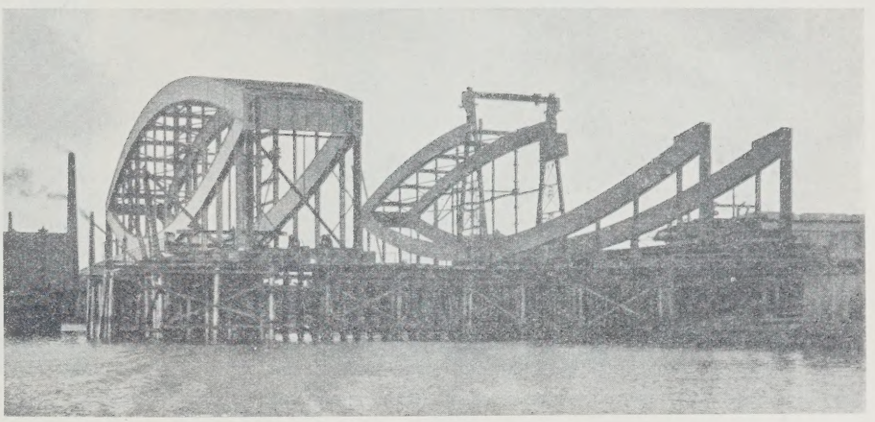


Abb. 18. Montage auf der Peute.

Für diese Aussteifungen und zur einwandfreien Übertragung der Lasten auf die Schuten wurden rd. 34 t Eisenkonstruktion und 28 m³ Holz eingebaut.

Zu Beginn des Niedrigwassers und bei günstiger Witterung zog man vier paarweise gekoppelte Baggerschuten von je 600 t Tragfähigkeit zwischen den Köpfen der beiden Verschubbahnen unter den fertigen

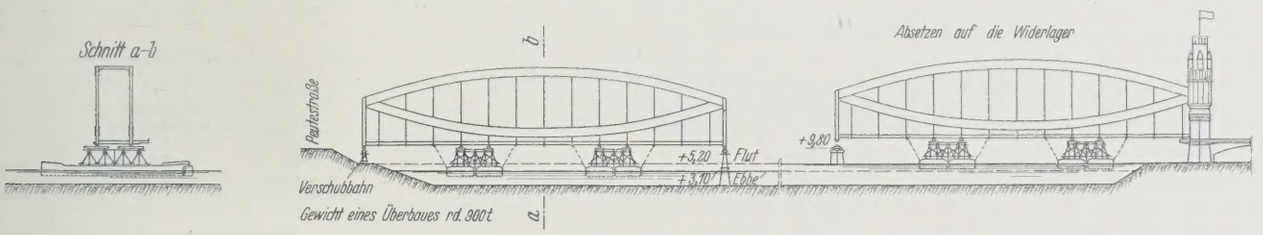


Abb. 19. Abschleppvorgang.

Überbau (Abb. 19), in dem übrigens bereits die meisten Leitungen aus Gründen der Zeitersparnis eingebaut waren. Mit dem Ansteigen des Elbwassers hoben sich die Schuten und preßten sich, nachdem die zum Ausgleich nötigen Pallhölzer eingebaut waren, gegen den Überbau, bis er sich durch den Auftrieb von den Verschubbahnen abhob und frei auf den Fahrzeugen ruhte. Dieser Vorgang nahm den größten Teil der rund fünfstündigen Fluttide in Anspruch. Das Einschwimmen sollte zur Vermeidung eines Zusammenstoßes mit der alten, für den Verkehr nicht ge-

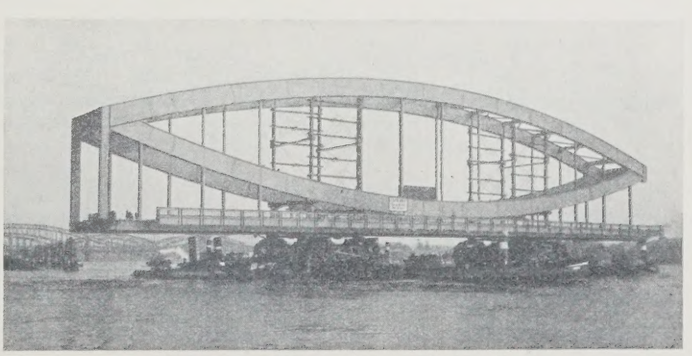


Abb. 20. Einschwimmen des nördlichen Überbaues.

sperrten Brücke stromabwärts nur gegen den Strom, also in einer Fluttide stattfinden. Daher vertäute man nach Abheben des Überbaues von den Verschubbahnen auf die Schuten am Ende der Fluttide die letzteren zunächst im Hafen an Dalben.

Zu Anfang einer neuen Flut schleppten sechs von der Firma H. Bestmann-Hamburg, gestellte Schlepper, zwei davon zu größerer Sicherheit stromaufwärts, d. h. rückhaltend wirkend, unter Leitung eines erfahrenen Hafen-

Abb. 21. Abschwimmen des südlichen Überbaues.

lotsen die Schuten gegen das auflaufende Flutwasser in nur etwa einer halben Stunde bis an die Baustelle (Abb. 19 bis 21), wo Rückhaltanker und die Schlepper ein Anstoßen an die alte Brücke verhinderten.

Mit Winden und Seilen wurde alsdann die Brücke auf dem Schwimmgerüst näher an die alte Brücke und bei genügend gestiegenem Wasser in die richtige Lage über den Auflagern gebracht. Diese Arbeit wurde bei den beiden seitlichen Überbauten auch dadurch erschwert, daß die Brückenauflager in engen Nischen der Portale angeordnet waren, und daher für Manövrieren der Überbauten beim Versetzen auf die Auflager nur sehr wenig Bewegungsfreiheit vorhanden war. Mit wieder sinkendem Wasserstande setzte sich schließlich der Überbau auf die Unterbauten ab, wobei die Zeit des Absetzens durch Einlassen von Wasserballast in die Schuten von Pumpdampfern aus verkürzt wurde.

Dank der außerordentlich sorgfältig und geschickt von der Bauleitung der Gesellschaft Harkort im Einvernehmen mit der staatlichen Bauverwaltung getroffenen Vorbereitungen dauerte die Sperrung des Elbstromes während des Einschwimmens jedesmal nur etwa eine Stunde.

Der erste Überbau, der nördliche, wurde am 12. Juni, der zweite, der südliche, am 24. Juli und der dritte, der Mittelbogen, am 1. Oktober eingeschwommen.

Abb. 24. Billhorner Brücke.

Außer dem unterhalb der Fahrbahn befindlichen, von Hand angetriebenen Besichtigungswagen ist noch ein oberer, elektrisch betriebener Besichtigungswagen angeordnet, der in mancher Beziehung Bemerkenswertes bietet. Dieser Wagen kann mittels Zahnstangengetriebes über sämtliche drei Überbauten laufen. Die Fahrtdauer in einer Richtung beträgt etwa 20 bis 30 Minuten. Der Besichtigungswagen kragt über die Hauptträger vor und trägt an den Enden feststehende Schächte, von denen aus die Außenseiten der Obergurte jederzeit zugänglich sind. Die der Fahrbahn zugekehrten Gurte und die Windverbände können von zwei

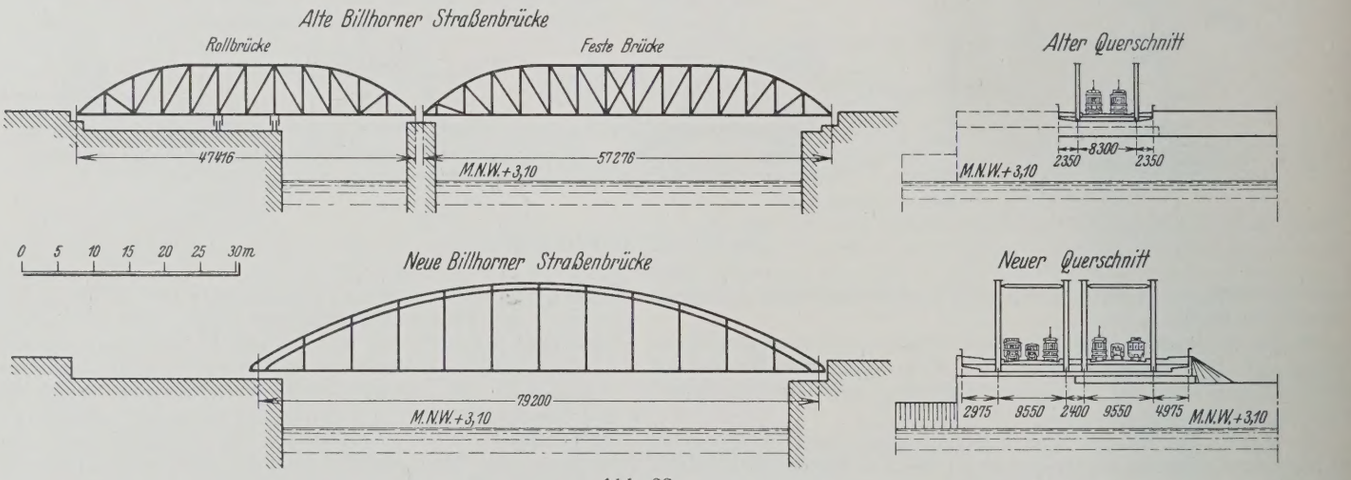


Abb. 22.

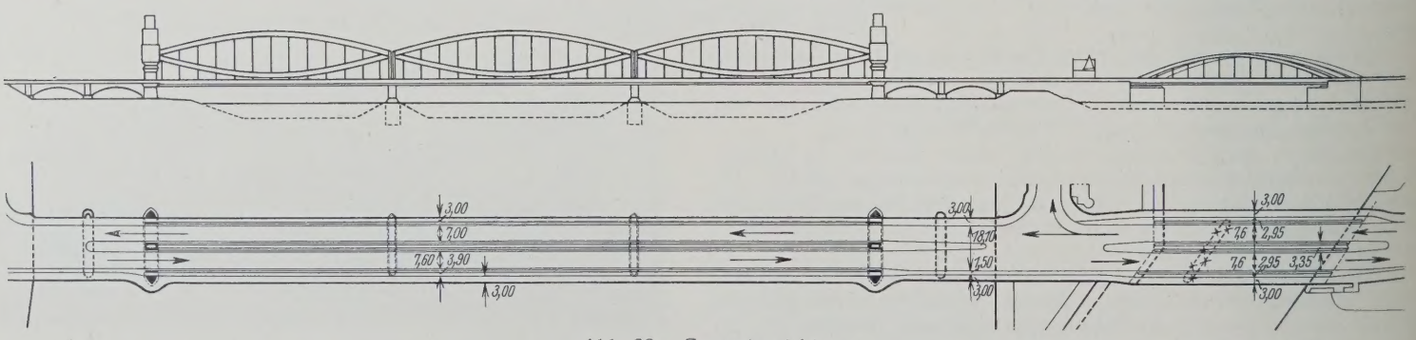


Abb. 23. Gesamtansicht.

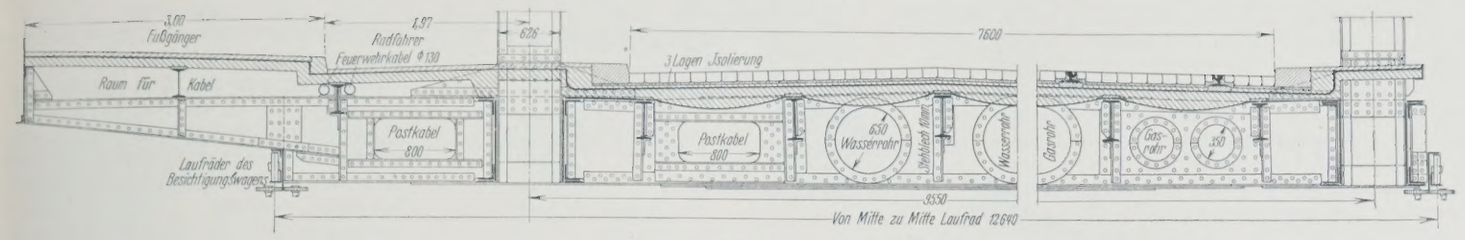


Abb. 25.

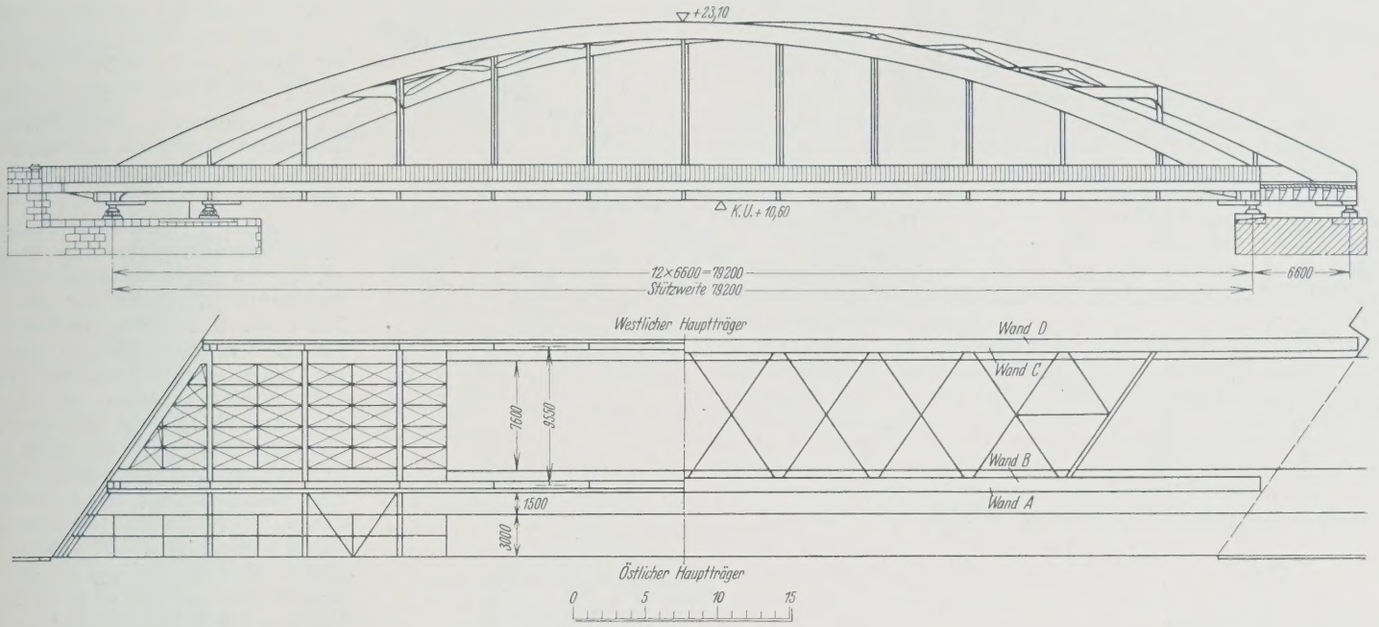


Abb. 26.

anderen senkrecht beweglichen Schächten aus jederzeit erreicht werden. Die Schächte sind durch Gegengewichte ausgeglichen und werden elektrisch gehoben oder gesenkt.

Bei etwaigem Aussetzen des Stromes ist es möglich, den Wagen von Hand zu bewegen.

Über den Dehnungsfugen wurde den Zahnstangen durch Einschalten mehrerer Bolzengelenke eine Bewegungsmöglichkeit geboten, so daß sie sich wie ein Seil heben oder senken können.

Um die Leitungen ohne Berührungsschutz verlegen zu können, wurde der vorhandene Drehstrom von 3×380 V durch einen Drehstrom-Gleichstrom-Umformer in Gleichstrom von 2×40 V umgeformt. Die beiden Leitungen mit je 40 V Spannung wurden auf beide Hauptträger verlegt, so daß die größte Berührungsspannung nur 40 V, die Betriebsspannung 80 V beträgt.

II. Die Billhorner Brücke.

Bei der Billhorner Brücke liegen ähnliche Verhältnisse wie bei der Brücke über die Elbe vor, d. h. es war auch hier auf den Widerlagern und dem einen vorhandenen Zwischenpfeiler genügender Raum zur Verlegung einer weiteren eisernen Brücke mit gleichem Verkehrsraum (lichte Weite zwischen den Hauptträgern 7,60 m) vorhanden.

Die Anordnung einer gleichen Lichtweite wie bei der neuerbauten Elbbrücke von 8,60 m erforderte eine Verbreiterung der Widerlager nach Osten. Die durch seitliches Ausrollen der kleineren südlichen Brücke unter Ausnutzung der schiefwinkligen Kreuzung (etwa 54°) bisher ermöglichte völlige Öffnung des Wasserweges für Schiffe mit Masten, die ihrerzeit für den ganzen Wasserzug des Oberhafenkanals zumeist durch Drehbrücken eingerichtet war, erwies sich in Zukunft als entbehrlich. Der Zwischenpfeiler störte die Übersicht für den Schiffsverkehr; seine Beseitigung wurde von den Schiffahrttreibenden gewünscht.

So entschloß man sich, die neue Brücke in einer Spannweite über den Oberhafen unter Verzicht auf die Anlage beweglicher Oeffnungen zu überführen (Abb. 22).

Formgebung der Eisenkonstruktion. In der Ausschreibung der Eisenkonstruktion wurde die Ausbildung der Hauptträger als „Langerscher Balken“ von 79,20 m Stützweite mit parabelförmigen Bogen und 9,55 m Mittenabstand mit zwei mittleren Querversteifungen der Bogen vorgesehen. Für die Wahl der Trägerform war auch die Rücksicht auf die benachbarte Elbbrücke maßgebend (Abb. 23).

Unter den Angeboten befand sich auch ein Sonderangebot der Gutehoffnungshütte, das eine Ausbildung als vollwandiger stetig gekrümmter Zweigelenkbogen mit 11,50 m Parabelstich und Zugband vorsah. Die Bauverwaltung überzeugte sich durch einige Modellversuche, daß das vorgeschlagene System sich den Bogen der neuen Elbbrücke recht gut anpaßt; außerdem konnte die Quersteifigkeit des von der Gutehoffnungshütte gewählten höheren Bogens durch rautenförmigen oberen Windverband zwischen den Querportalen (in der Ebene der zweiten Hängestangen) besser gewährleistet werden, als beim niedrigeren Langerschen Träger der Bauverwaltung durch steife Halbrahmen mit zwei Querversteifungen in Brückenmitte.

Beim Zweigelenkbogen fiel auch die beim Langerschen Träger sich ergebende Trennung von Fahrbahn einerseits und Radfahr- und Fußweg anderseits durch die rd. 0,90 m über die Fahrbahn vortretenden Balken fort, und es ergab sich die Möglichkeit freierer Bewegung für den allerdings nicht immer erwünschten Verkehr in der Querrichtung.

Für das Auge etwas störend erwies sich nach dem Studium am Modell und nachher in der Wirklichkeit weit mehr die zur Brückenachse schiefe Lage der oberen Querversteifung, die den Eindruck nicht wagerechter, sondern geneigter Lage dieser Versteifung hervorruft (Abb. 24). Dieser mehr äußerliche Nachteil trat aber zurück hinter den Vorzügen des Entwurfs, so daß keine Bedenken getragen wurden, den Auftrag an die Gutehoffnungshütte für 272 955 R.-M. auf Grund ihres Sonderangebots unter Beteiligung der Hamburger Firma H. C. E. Eggers & Co. bei einem Gewicht von 478 t (312,5 t St Si, 142,5 t St 37 und 23 t Stg 52 · 81) zu erteilen.

Den Nachteil schiefer Portale und Verbände vermied ein Sonderangebot der Firma Eggers & Co., Hamburg, durch Anordnung gleicher Hauptträger in sämtlichen Mittelfeldern, die in Anlehnung an die Lohseträger der Elbbrücke als allseitig geschlossenen Rahmen mit Schrägstreben in den Endfeldern ausgebildet waren. Bei den durch die Lage bedingten schiefen Brückenabschlüssen wurden die Schrägstreben außen an den Hauptträgern angeschlossen.

Das Angebot konnte jedoch mit Rücksicht auf die höheren Kosten und die ästhetisch nicht voll befriedigenden Ansichten nicht berücksichtigt werden.

Berechnung und Ausbildung. Der statischen Berechnung wurden die gleichen Belastungen, zulässigen Spannungen und Stoßzahlen wie bei der Elbbrücke zugrunde gelegt.

Größter wagerechter Schub	östl. Hauptr.	1040	t,
	westl. „	910	„
größter Auflagerdruck	östl. „	624	„
	westl. „	547	„

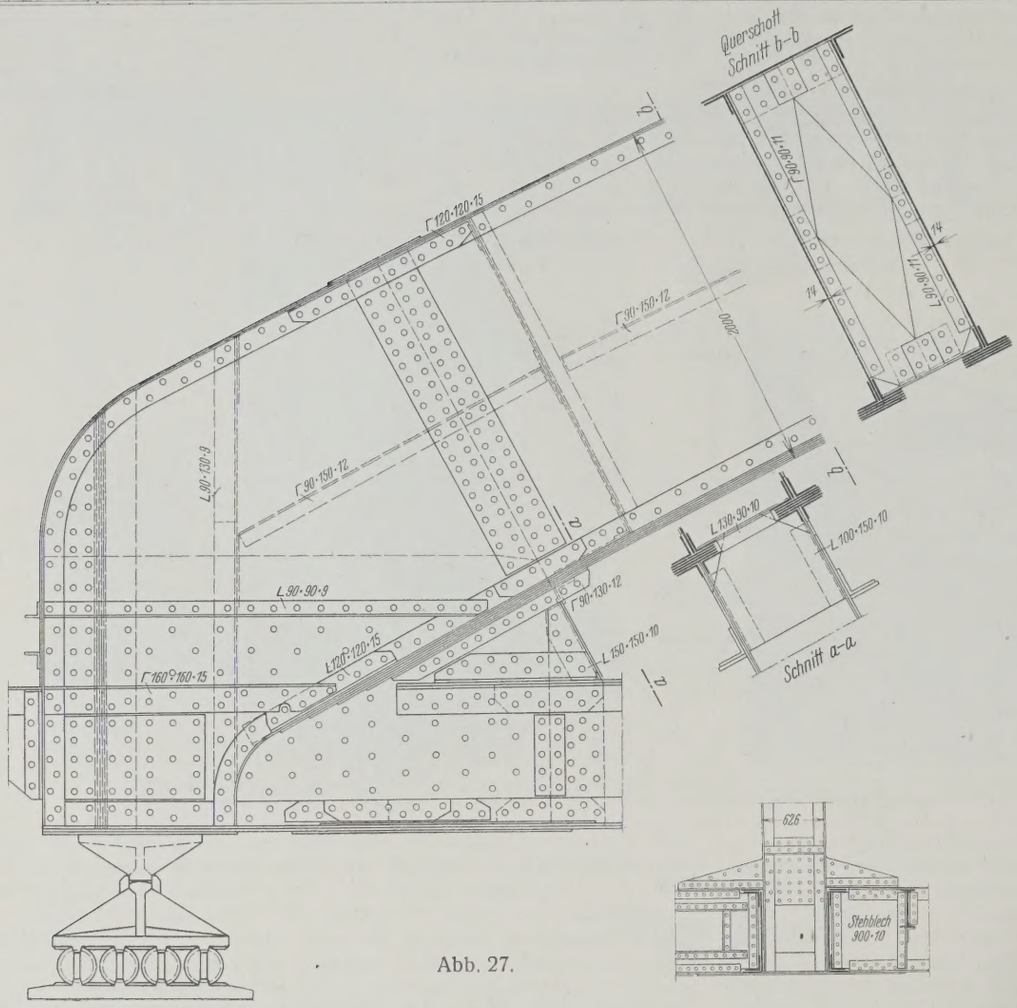


Abb. 27.

Bei den verwendeten Si-Stahl-Blechen zeigte sich an einigen Stellen Schalenbildung, die nach Angabe von Walzwerken auf den Walzvorgang des heißer in die Kokillen als Flußstahl eingeflossenen Si-Stahls und die dabei entstehende Rissebildung zurückzuführen sein soll. Die Schalen wurden durch Schleifen beseitigt. Genaue Untersuchungen (Zerreiß- und Biegeproben) erwiesen, daß die Schalen keinen schädlichen Einfluß auf die Festigkeit ausüben. Es wurden jedoch nur Bleche verwendet, deren Stärke nach Beseitigung der Schalen noch innerhalb der vorgeschriebenen Walztoleranzen blieben.

Unterbauten. Die vorhandenen Widerlager mußten vor Aufbringung der neuen Eisenkonstruktion verbreitert werden.

Montage. Auch beim Einbau der neuen Billhorner Brücke kam es darauf an, den außerordentlich lebhaften Schiffsverkehr im Oberhafen nur auf kurze Zeit zu sperren. Daher der Zusammenbau auf dem nördlichen Ufer; von hier aus wurde der Überbau mit Winden auf vier Verschubwagen um rd. 38 m über die Wasserfläche der Durchfahrt hinausgeschoben (Abb. 28); dann setzte sich ein aus zwei gekuppelten Schuten mit Holzgerüst gebildetes Schwimmgerüst bei NW unter das vorkragende Brückenende (Abb. 29) und wurde nach Aufnahme der vollen Last bei steigendem Wasser bis an den Zwischenpfeiler mit dem Überbau gezogen. Das weitere Überrollen nach Süden geschah auf festem Montagegerüst über der kleineren Öffnung.

Der Brücke wurde zur Sicherung der Entwässerung und des guten Aussehens wegen beim Zusammenbau eine Überhöhung von 30 cm gegeben, wovon bei Durchbiegung infolge Eigen- und halber Verkehrslast rd. 23 cm verbleiben sollen.

Die Abrechnungsgewichte einschließlich Geländer betrugen:

	St Si	St 37	Stg 52 · 81
Hauptträger	287,1	12,4	
Fahrbahn	67,8	148,6	
Verbände		20,1	
Besichtigungswagen		5,6	
Auflager und Fahrbahnübergänge			18,7
	354,9 +	186,7 +	18,7

Summe = 560,3 t.

Die Gesamtanlage ist aus Abb. 26 zu ersehen; Einzelheiten der konstruktiven Durchbildung gehen aus Abb. 27 hervor. Sie lassen erkennen, daß auch bei der Billhorner Brücke besonderer Wert auf geschlossene, monumental wirkende Gestaltung gelegt wurde.

Zwischen Überfahren der Schuten und ihrem Freischwimmen vergingen rd. $3^3/_4$ Std; das Herüberschwimmen der Brücke um rd. 33 m dauerte nur 35 Min., die gesamte Sperrung der Schiffahrt nur 55 Min.

Die Vergebung der Farbanstriche für die Eisenkonstruktionen geschah auf Grund der von der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft erlassenen Vorschriften. Es wurden zwei Deckanstriche aus rauchgasfesten Bleiweißölfarben auf einem Grundanstrich aus Bleimennige (DIN 1000) ausgeführt. Die Ergiebigkeit eines Kilogramms des gewählten Anstrichstoffes war im Mittel 8,5 m².

III. Flutbrücken (Abb. 30).

Während beim Neubau der stromabwärts liegenden Eisenbahnbrücke die auf beiden Ufern der Norderelbe vorhandenen Flutöffnungen beseitigt werden konnten, legte die Wasserbauverwaltung Wert darauf, im Interesse der Hochwasserabführung die bei der alten Straßenbrücke beiderseits vorhandenen je 2 i. l. 21,30 m weiten Flutöffnungen beizubehalten.

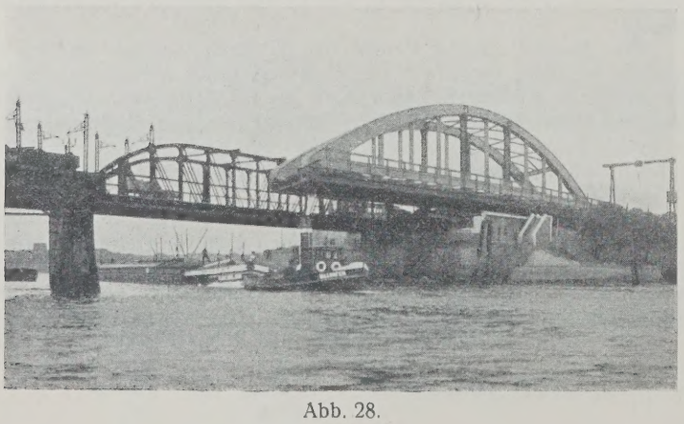


Abb. 28.

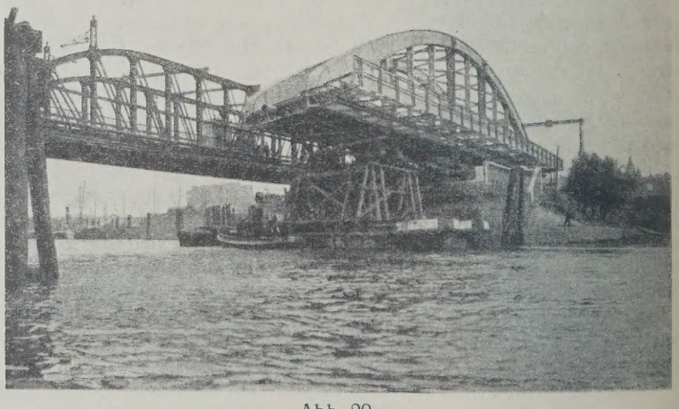
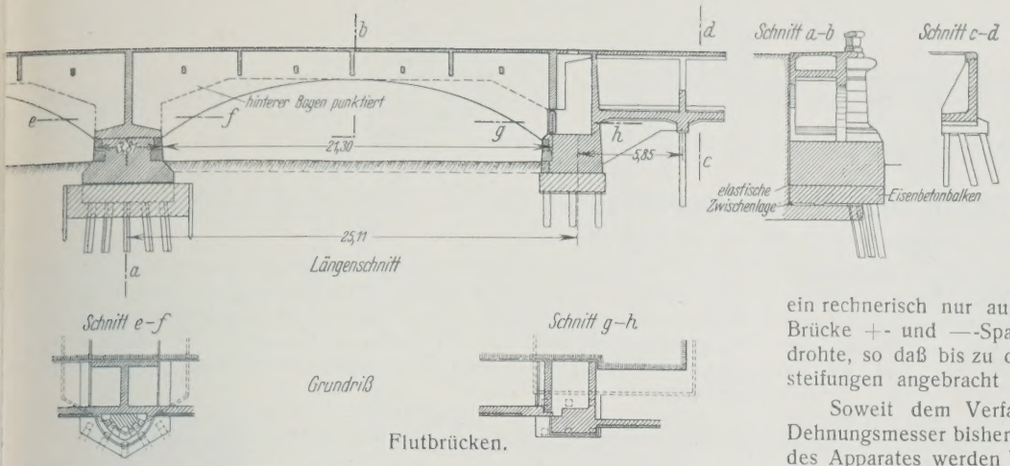
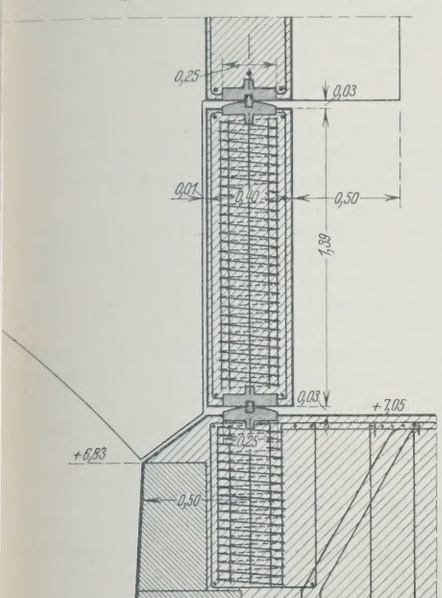


Abb. 29.



Flutbrücken.



Linienkipplager.

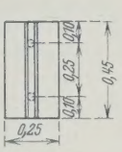


Abb. 30.

Sie mußten zur Durchführung des Straßenzuges um rd. 3,70 m nach Osten verbreitert werden. Die Verbreiterung wurde aus wirtschaftlichen Gründen in Eisenbeton unter tunlichster Mitverwendung der vorhandenen Fundamente von der Bauverwaltung vorgesehen und ausgeschrieben.

Die Ausführung wurde Wayss & Freytag auf Grund eines Sonderangebots für rd. 160 000 R.-M. übertragen. Die beiden für die Verbreiterung vorgesehenen Eisenbetonträger sind von Wayss & Freytag zur Vermeidung von ungünstig auf Pfeiler und Widerlager bei Belastung und Temperaturunterschieden wirkenden wagerechten Kräften nicht als Zweigelenkbogen, sondern als durchlaufende Balken auf vier Stützen, davon zwei feste Auflager auf den Zwischenpfeilern, die beweglichen Auflager an den Portalen und den landseitigen Widerlagern der Flutbrücken als Pendelstützwände aus Eisenbeton (1 : 2 : 2) mit oberen und unteren Linienkipplagern aus Flußstahl ausgestaltet (Abb. 30). Die am Zwischenpfeiler neu gerammte Gruppe von Eisenbetonpfählen ordnete man so an, daß durch einen diese Pfahlgruppe und das alte Pfeilerfundament überbrückenden Eisenbetonwagebalken die auftretenden Kräfte so übertragen wurden, daß die Bodenpressungen unter dem Pfeiler auf das zulässige Maß beschränkt blieben.

Die Berechnung der Träger geschah auf graphischem Wege nach dem Festpunktverfahren und unter Berücksichtigung des veränderlichen Trägheitsmomentes.

IV. Verschiedenes.

Fertigstellung. Die Ausführung der Erweiterungsbauten einschließlich der Straßenbauten und der wie in allen Großstädten sehr zeitraubenden Leitungsarbeiten wird voraussichtlich im Dezember 1928 beendet sein, sofern nicht der Endtermin durch den augenblicklichen Streik hinausgeschoben wird. Dann wird der Verkehr auf die neuen Brücken und Straßenstrecken übergeleitet und nach Sperrung der alten Brücken eine Verstärkung der alten Straßenbrücke und ein Ersatz der alten Billhorner Brücke durch eine neue Brücke, gleichfalls einen Zweigelenkbogen der oben behandelten Ausbildung, bewirkt. Dabei wird der den Wasserverkehr störende Zwischenpfeiler letzterer Brücke beseitigt.

Die dringende Notwendigkeit einer Beseitigung dieser Brücke hatte sich nach sehr sorgfältigen Untersuchungen u. a. mit dem von der Firma Maihak, Hamburg, bereitgestellten Dehnungsmesser nach Dr. Schäfer herausgestellt; bei diesem Meßapparat wird an den zu untersuchenden Stab der unbelasteten Brücke eine Stahlseite angeklemmt und auf einen bestimmten Ton abgestimmt. Bei Belastung ändert sich die Spannung und der elektrisch erregte Ton. Die geänderte Tonhöhe wird elektrisch an die Prüfstation übertragen und hier mit der Meßseite verglichen und dadurch die Steigerung der Spannung festgestellt.

Der Apparat arbeitet außerordentlich empfindlich. Durch ihn wurde z. B. nachgewiesen, daß ein rechnerisch nur auf Zug beanspruchter Ständer der alten Billhorner Brücke + - und — -Spannungen bei Belastung erhielt, also auszuknicken drohte, so daß bis zu dem alsdann beschlossenen Neubau der Brücke Versteifungen angebracht werden mußten.

Soweit dem Verfasser bekannt, sind größere Versuche mit dem Dehnungsmesser bisher noch nicht gemacht. Die technische Verwertbarkeit des Apparates werden Versuche ergeben, die die Bauleitung in folgender Weise vorzunehmen gedenkt und eingeleitet hat. In eine Reihe unbelasteter, d. h. spannungsloser Stäbe des Mittelbogens der Elbbrücke sind während der Montage Stahlseiten eingebaut und ihre Spannung gemessen. Es wird nach der Absetzung des Überbaues auf die Strompfeiler und Aufbringung des Pflasters festzustellen sein, inwieweit sich die dann gemessenen Spannungen mit den errechneten decken werden. Über das Ergebnis wird später berichtet werden.

Die erforderlichen Mittel für die Verstärkung der neuen Elbbrücke und den Neubau der alten Billhorner Brücke in Höhe von 984 000 R.-M. wurden am 20. Juni 1927 bewilligt, die Arbeiten unmittelbar danach auf dem Verhandlungswege für die Elbbrücke an die Gesellschaft Harkort, die zweite Billhorner Brücke an die Gutehoffnungshütte vergeben. Die Fertigstellung und damit die Inanspruchnahme des gesamten Verkehrsraumes wird sich noch bis in das Jahr 1929 hineinziehen.

Kosten. Die Kosten der Erweiterung — ohne die vorstehend genannten Verstärkungen usw. — haben betragen:

für Elbbrücke:			
Unterbauten usw. rd.	375 000 R.-M.		
Eisenkonstruktion einschl. aller Nebenarbeiten rd.	1 600 000 „		
		zusammen	1 975 000 R.-M.
Billhorner Brücke:			
Unterbauten usw. rd.	276 000 R.-M.		
Eisenkonstruktion „	335 000 „		
		„	611 000 „
Straßenbauten			625 000 „
Verschiedenes			106 000 „
		Insgesamt:	3 317 000 R.-M.

Beteiligte: An der Planung und Ausführung der Arbeiten sind seitens der Bauverwaltung außer dem Verfasser in erster Linie beteiligt gewesen die Herren Baurat Uplegger und Diplomingenieure Horn und Peschges, bei der Bauausführung Herr Dipl.-Ing. Willigerod.

Von den beteiligten Firmen sind in erster Linie und mit besonderer Hervorhebung ihrer Leistungen zu nennen: die Gesellschaft Harkort für die Elbbrücke, die Gutehoffnungshütte für die Billhorner Brücke, ferner für die Eisenbetonarbeiten Wayss & Freytag und Dyckerhoff & Widmann.

Zusammenfassung: Die Hauptgesichtspunkte der Erweiterungsbauten sind nach vorstehenden Ausführungen die folgenden:

1. die Anwendung des vollwandigen Lohseträgers,
2. die von der Verwaltung und den Brückenbauanstalten bewußt verfolgte geschlossene und schlicht monumentale Gestaltung der Eisenkonstruktionen,
3. die umfassende Anwendung von Modellen zur Klärung der Wirkung und Gestaltung der Gesamtanlagen und der Eisenkonstruktionen im ganzen und in Teilen,
4. die Vermeidung von Sperrungen des Elbstromes und des Oberhafenkanals durch Einschwimmen der Brücken unter Ausnutzung von Ebbe und Flut,
5. die den wirtschaftlichen Verhältnissen entsprechend sparsame Anpassung des wichtigsten Verkehrszuges der Handels- und Hafenstadt Hamburg an die Anforderungen des wachsenden und neuartigen Verkehrs vorerst für die nächste Zukunft.

Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden.

Von Zivilingenieur Dr.-Ing. ehr. **O. Leitholf**, Berlin.

Alle Rechte vorbehalten.

Georg Wenzeslaus v. Knobelsdorff, nach dem Gemälde von Antoine Pesne.

Nachfolgende Ausführungen beziehen sich vorwiegend auf die neu erstellten Konstruktionen des Hochbaues, während diejenigen des Tiefbaues, die an anderer Stelle bereits ausführlich behandelt sind, sowie die Konstruktionen der Bühnenmaschinerie nur der Vollständigkeit wegen hier kurz erwähnt werden.

Vorausgeschickt wird den rein fachlichen Ausführungen ein kurzer geschichtlicher Abriß der Baugeschichte des sonst viel gepriesenen Hauses, soweit sie für den Ingenieur von Bedeutung ist, ebenso werden die Anlässe genannt, die zu dem in Rede stehenden Umbau geführt haben.

Die Gründe hierfür sind durchaus geklärt; sie finden jedoch auch heute in ihrer Beurteilung — auch bei Fachgenossen — noch oft eine nicht immer zutreffende Auslegung, die in der Regel auf unverantwortliche Berichte vieler Tageszeitungen zurückzuführen ist.

I. Geschichtliches.

1. Vorgeschichte.

Die folgenden Angaben beziehen sich auf den ersten, etwa 100jährigen Zeitabschnitt des Opernhauses. Sie sind vorwiegend dem Werke von B. S. Schneider, Geschichte der Oper und des Königlichen Opernhauses, Berlin 1852, entnommen. Auch die Festschrift, die aus Anlaß der diesjährigen Wiedereröffnung des Opernhauses unter dem Titel „185 Jahre Staatsoper" (Atlantic-Verlag, Berlin W 50) herausgegeben wurde, enthielt wertvolle geschichtliche Hinweise.

Die Geschichte der Berliner Oper beginnt erst mit dem Jahre 1700, obgleich damals in Deutschland die Städte Hamburg und Dresden schon seit 80 Jahren italienische Singspiele zur Darstellung brachten. Der in Berlin zuerst benutzte Theaterraum lag in dem Königlichen Reitstall in der Breiten Straße. Aber schon nach der Rückkehr Friedrichs I. von seiner Krönungsfeier in Königsberg im Jahre 1701 zeichneten sich die Berliner Aufführungen wenigstens durch die Entfaltung von künstlerischer Pracht gegenüber gleichartigen Operunternehmungen aus.

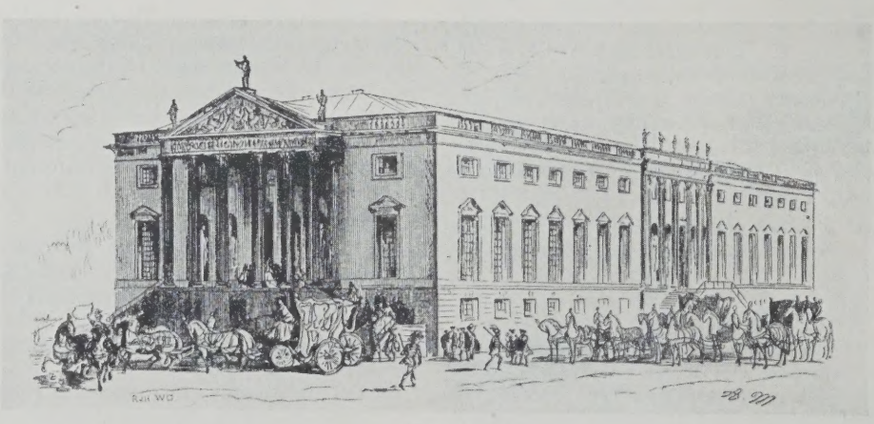


Abb. 1.

Auch in den Schlössern Oranienburg und Lützenburg wurden bereits zu jener Zeit schon Opern aufgeführt, und ein weiterer Theaterbau entstand nach dem Entwurf des Architekten Johann v. Heßwig in der Poststraße 5.

Um 1705 bis 1706 setzte der Theaterbetrieb aus und wurde erst gegen Ende 1706 aus Anlaß der Vermählung der Kurprinzen Friedrich Wilhelm (I) wieder aufgenommen.

Während dessen Regierungszeit (1714 bis 1740) ruhte der Opernbetrieb, der dem König ein Greuel war, vollständig. Hingegen hatte sein Sohn, nachmals Friedrich der Große, im Jahre 1728 in Dresden aus Anlaß eines Besuches bei August II., König von Sachsen und Polen, sehr lebhafte Eindrücke über dort erlebte Opernaufführungen gewonnen. So erteilte daher sogleich nach seinem Regierungsantritt im Jahre 1740 der König seinem Freunde, dem Architekten v. Knobelsdorff, den Auftrag, geeignete Vorschläge für die Erbauung eines Opernhauses in Berlin auszuarbeiten.

Es sollte in Art der bereits früher entstandenen Opernhäuser in Dresden, Braunschweig, Hamburg und Wien ausgeführt werden.

Schwierigkeiten entstanden zunächst bei der Wahl des Bauplatzes, die endlich auf einen Geländeteil am alten Festungsgraben an der jetzigen Straße Unter den Linden fiel. Das jetzt dem Opernhaus benachbarte Prinzessinnenpalais bestand zu jener Zeit noch nicht; das gewählte Gelände war im ungeordneten Zustande.

Bei der Abreise des Königs nach Schlesien aus Anlaß des 1. schlesischen Krieges am 13. Dezember 1740 gab er v. Knobelsdorff in Gemeinschaft mit dem Komponisten und Kapellmeister Graun den Befehl, die Bausache zu fördern.

Demgemäß wurden zunächst die Zurücklegung des Festungsgrabens und die Platzregulierung ausgeführt. Weiterhin machte die Beschaffung der erforderlichen Bauhölzer Schwierigkeiten. Schließlich mußten zwei Fachleute die adeligen Heiden und selbst Sachsen und Polen bereisen, um geeignetes Holz zu beschaffen.

Der Bau wurde sodann tatkräftig aufgenommen, doch fehlte es bald an Geld, besonders bei Begleichung der großen Holzlieferungen im April und Mai 1741. Zwei Legate, die jährlich insgesamt 22 781 Rtl. betrugen und zunächst der Hebung von neumärkischen bezw. pommerschen Städten dienten, wurden deshalb für eine Zeitdauer von 22 Jahren dem Ausbau und der Unterhaltung des Opernhauses überwiesen. Eine weitere Million Reichstaler überwies der Bauherr aus dem hinterlassenen Schatze des Vaters. Gefördert wurde beim Aufbau in erster Linie Bühnen- und Zuschauerhaus, während der Saalbau, die Treppenlaube und sonstige Anbauten zurückblieben.

Nach der angezogenen Quelle wird als erwiesen angesehen, daß die Festlegung des Vorentwurfes vom König selbst herrührt.

Nach entsprechendem Baufortschritt berichtete v. Knobelsdorff noch vor Beginn der Aufführungen u. a., daß sowohl dem Parterre als auch dem Orchesterraum keinerlei Zugluft anhafte. Weiterhin, daß ein gewölbter, neun Fuß hoher Kanal quer unter dem Gebäude verlaufe, der mit Wasser gefüllt sei. Aus ihm werde mittels zweier Wassermaschinen das Grundwasser in Behälter gehoben, die im Dachgeschoß Aufstellung gefunden hatten. Dieses Druckwasser konnte sowohl bühnentechnisch als auch bei Feuersgefahr zur Verwendung kommen.

Besonders gerühmt wurde weiterhin die Hellhörigkeit des Theaters, auf Grund deren überall auch die leisesten Töne des Sängers zu hören seien, auch dieser höre seinen Gesang stets in unverändertem Wohllaut.

An das Bühnenhaus und den Zuschauerraum reihte sich an der Straße Unter den Linden der jetzt noch in unveränderter Pracht bestehende Festsaal an. Dabei war es möglich, das Podium des Zuschauerraumes durch ein Windenwerk auf gleiche Höhe mit dem Bühnenfußboden zu heben, um beide gemeinsam als Redoutensaal benutzen zu können. Hierzu diente ein unter dem Parterre aufgestelltes Windenwerk, das durch zwölf Schraubenspindeln betätigt wurde.

Die Spielabende fanden übrigens nicht täglich, sondern höchstens zweimal wöchentlich oder auch in etwa 14tägigen und größeren Abständen und nur vorwiegend in den Wintermonaten statt.

Parterre 1740.

Abb. 2.

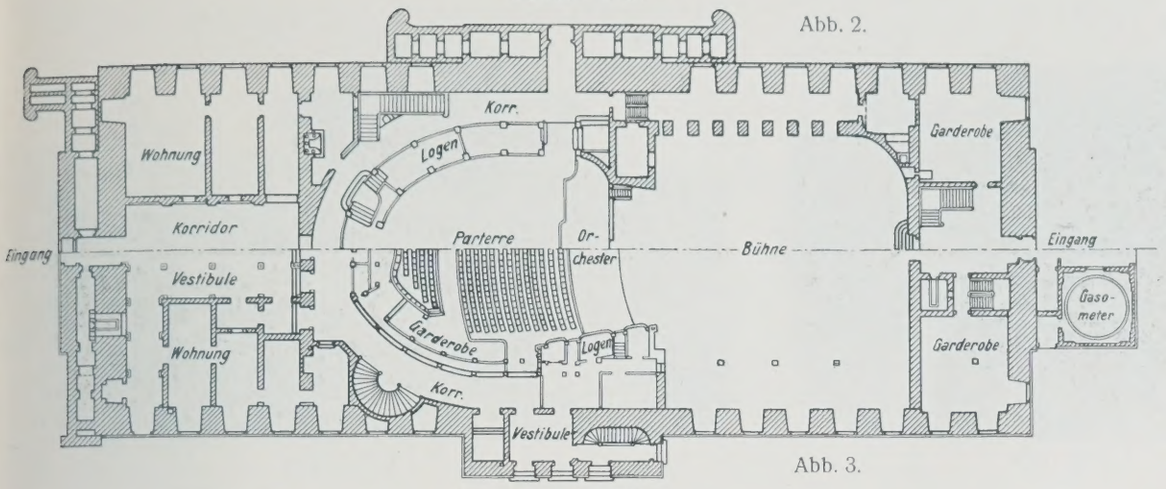


Abb. 3.

Parterre 1844.
Umbau durch Langhans.

Die vorerwähnte Umstellung des Parkettfußbodens wurde noch bis zum Jahre 1825 durch eine größere Zahl von Arbeitern vorgenommen, die gleichzeitig an den zwölf Winden tätig waren.

Am 7. Dezember 1743, abends 6 Uhr, fand bei heftigem Schneegestöber die Erstaufführung statt. Es wurde die von Graun hierfür komponierte Oper „Cäsar und Kleopatra" gespielt. Dabei war der Bau nur zum Teil vollendet. Die Baugerüste umstanden das Haus noch vollständig, ja der vordere Teil, der Konzertsaal, war noch nicht einmal im Rohbau vollendet. Die große Freitreppe an der Straße Unter den Linden und die zugehörige Treppenlaube waren überhaupt noch nicht angefangen. Die Malerei war im Innern noch unvollendet; roh gezimmerte Bänke standen statt des Gestühls in den Logen, auch die Gänge waren nur weiß übergetüncht.

Diese Mängel wurden gemildert durch eine glänzende Beleuchtung, über die wie folgt berichtet wird:

> Sie bestand aus dicken Wachslichten und kostete an jedem Abend der beiden ersten Spieljahre 2771 Rtl. Vorgesehen war sie sowohl im Zuschauerraum, als auch überall da, wo das Publikum Zutritt hatte. Die Bühne selbst wurde an der Rampe mit Talgkasten erleuchtet, und an jeder Kulisse standen, dem Besucher sichtbar, kleine Kasten auf dem Fußboden, in denen ebenfalls Talgnäpfe brannten.

Das Äußere des vollendeten, wegen seiner Schönheit vielgepriesenen Hauses läßt das Schaubild (Abb. 1) erkennen. Den Parkettgrundriß zeigt Abb. 2.

Eine innere Wandlung erfuhr das Haus zunächst bei einem Umbau unter Friedrich Wilhelm II., der sich hauptsächlich auf das Proszenium bezog, wobei die Bühne weiter in den Zuschauerraum hineingeführt wurde. Die Logen des Proszeniums wurden dabei neu errichtet.

Bis zum großen Brande des Opernhauses 1843 blieb sonst der vorstehend geschilderte Zustand unverändert.

Die unter Friedrich dem Großen zunächst glanzvolle Entwicklung des Opernbetriebes in Berlin, für die große Aufwendungen, insbesondere für die vorwiegend aus Italien und Paris berufenen Künstler, bewilligt wurden, fand eine jähe Unterbrechung mit dem Eintritt des 7jährigen Krieges 1756; die Oper wurde aufgelöst.

Die ungeheuren Sorgen und körperlichen Anstrengungen während des Krieges und die Mühen um Wiederaufrichtung seines verwüsteten Landes nach Friedensschluß waren am Könige, der sehr gealtert war, nicht spurlos vorübergegangen, auch legte er danach keinen großen Nachdruck mehr auf seine frühere Lieblingsunterhaltung, die Oper.

Sein Nachfolger in der Regierung, Friedrich Wilhelm II. (1786 bis 1797), nahm sich der dramatischen Kunstbestrebungen seiner Zeit durch Errichtung einer zweiten Staatsbühne, des Nationaltheaters, an und ordnete, wie bereits erwähnt, innere Umbauten und Erneuerungen im Opernhause an.

Der Ausgang der Schlacht bei Jena hatte eine vollständige Auflösung des Opernbetriebes zur Folge; das prächtige Haus wurde für die gesamte Zeitdauer der französischen Besatzung als Brotmagazin benutzt. Erst nach Beendigung der Freiheitskriege wurde der Opernbetrieb wiederaufgenommen.

2. Brand des Opernhauses 1843 und Wiederaufbau 1843/44.

Vielfache Vorschläge und Entwürfe, die im Laufe der Zeit bis in die vierziger Jahre hinein bei namhaften Architekten entstanden, die eine Besserung mancher unzulänglicher Zustände im Bühnenhause bezweckten, fanden einen vorläufigen Abschluß durch den Brand vom 17. August 1843, der das ganze Haus bis auf die Umfassungsmauern zerstörte. Bei Aufführung eines Balletts soll ein noch glimmender Gewehrpfropfen in einen Haufen Kleider gefahren sein, der nach Beendigung der Vorstellung brannte. Die im Dach aufgestellten Wasserbehälter konnten angeblich nicht zur Wirkung kommen, da der Schlüssel zu den Behälterkammern bei der bestehenden Aufregung nicht auffindbar war. Das Gebäude brannte vollständig aus, und nur die nackten Umfassungswände allein hielten dem Feuer Stand.

Schon drei Tage später erteilte der König Befehl zum Wiederaufbau nach dem Entwurf C. F. Langhans d. J.

Danach hatten bei der Wiederherstellung auffällige Änderungen an der alten Gestalt zu unterbleiben, und nur ein weiteres Herausziehen der Mittelrisalite an den Seitenfronten und die Weglassung der dort befindlichen Freitreppen wurde genehmigt, um Gelegenheit zur Gewinnung von Foyers für das Publikum zu schaffen (Abb. 3).

Die Errichtung von Schnürbodenaufbauten, die ein ungefaltetes Aufziehen der Hintergründe ermöglichen sollte, wurde nicht zugestanden.

Die Wiedereröffnung fand nach der sehr kurzen Frist von 16 Monaten statt, und zwar am 7. Dezember 1844. Zahlreiche Verbesserungen wurden dabei im Innern des Hauses bezüglich seiner Betriebsicherheit und Raumausnutzung möglich. Für die Ausführung der Maschinerie wurde der Münchener Maschineninspektor Schüz gewonnen. Sie hat bis vor wenigen Jahren, nicht ohne Anbringung von technischen Verbesserungen, wie sie veränderte Zeiten bei weiterbestehender Enge des zur Verfügung stehenden Raumes mit sich brachten, Dienst geleistet.

An Stelle der Beleuchtung durch Kerzen trat jetzt das Gas. Trotz immerhin sehr beengter Raumverhältnisse, die auch jetzt noch im Bühnenhause vorherrschten, waren die Leistungen der Oper zu jener Zeit weit gerühmt.

In diesen Zeitabschnitt fallen die beiden schweren Ereignisse der Theaterbrände, nämlich der Brand des Ringtheaters in Wien 1881 und derjenige des Iraquois-Theaters in Chicago im Dezember 1903.

In beiden Fällen wurde zur Prüfung der Feuersicherheit das Spiel an der Berliner Oper zeitweise ausgesetzt. Bereits nach dem ersten Unglück wurde ein eiserner Vorhang in Berlin eingebaut. Weiterhin wurden 1903 am Konzertsaal zwei Schachteltreppen für den dritten und vierten Rang eingebaut und durch außen neu errichtete eiserne Galerien und Nottreppen zugänglich gemacht und dadurch die Sicherheit der Besucher weiterhin erhöht.

Endlich wurden in Erwartung der 1910 erlassenen Theaterpolizeiverordnung noch vor ihrer Bekanntgabe weitere Ergänzungsarbeiten am Bühnenhause vorgenommen, bestehend in Errichtung schmaler Seitenflügel nebst Treppen für das Bühnenhaus und einem nicht länger entbehrlichen Schnürboden (Abb. 4 u. 5). Dieser Bau galt als Notbehelf, und es bestand die Absicht, ihn nach Fertigstellung des Neubaues des Opernhauses wieder zu entfernen. Erwähnt sei nämlich, daß in dem Zeitabschnitt 1910 bis noch weit in das erste Jahr des Weltkrieges Vorarbeiten für die Erbauung eines zeitgemäßen Königlichen Opernhauses für Berlin eifrig betrieben wurden. Es lag bereits der 1914 genehmigte endgültige Vorentwurf vor, worin als Platz seiner Ausführung das Gelände der Krolloper in Aussicht genommen worden war. Nach dem Versagen eines allgemeinen Wettbewerbes war Geh. Baurat Ludwig Hoffmann in Berlin mit dem zur Ausführung bestimmten Entwurf betraut worden.

3. Behelfmäßiger Umbau des Bühnenhauses oberhalb des Bühnenfußbodens im Sommerhalbjahr 1910.

Aus bereits erwähnten Gründen handelte es sich bei diesem Umbau um die Aufhöhung des alten Bühnenhauses um etwa 12,50 m Höhe unter Neuerrichtung aller erforderlichen technischen Hilfsmittel des Betriebes. Zu dem Zwecke wurde das alte Bühnenhaus ausgeräumt, derart, daß nur seine vier Umfassungswände verblieben. Ihre Aufstockung geschah in Eisenfachwerkbau, der außen durchweg verblendet wurde. Auch zwei Seitenflügel in der bescheidenen Tiefe von je 6,50 m wurden errichtet, die bis zur Dachhöhe des sich anschließenden Zuschauerhauses reichten (Abb. 4, 5 u. 6). Hierdurch wurde Raum geschaffen für eine zeitgemäße Aufhängung entfalteter Kulissen, die für mehrere Spielabende erforderlich waren, und es war nun möglich, in den beiden seitlichen Anbauten spar-

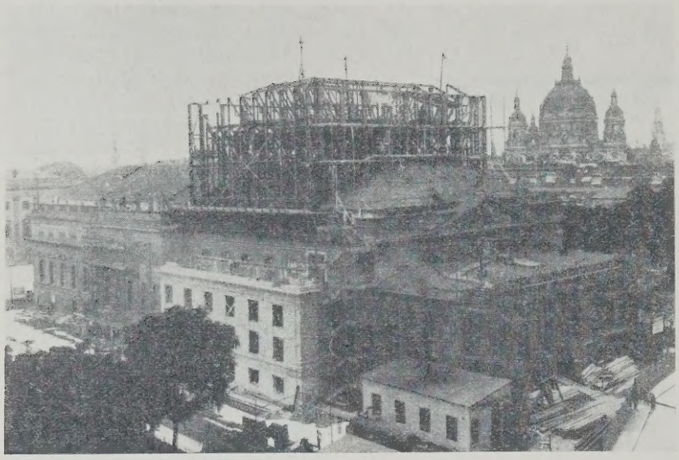


Abb. 4. Umbau 1910.

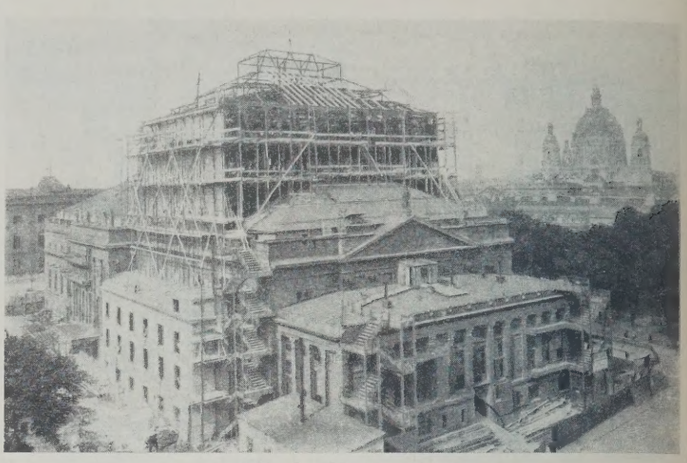


Abb. 5. Umbau 1910.

sam zugemessene Diensträume und Umgänge für die Beamten zu errichten. Der Verkehr im Bühnenhause wurde hierdurch erleichtert. Eine Befriedigung für längere Dauer konnte dieser Behelfbau nicht bringen. So fand beispielsweise die aus etwa 120 Künstlern bestehende Kapelle in den Ruhepausen Aufenthalt in einem nur kopfhohen Keller, der unter dem Portierraum lag und keine unmittelbare Zufuhr von Tageslicht und Frischluft aufwies.

Die Forderungen der Baupolizeibehörde auf Beseitigung noch weiterer Mißstände verstummten darum auch weiterhin nicht.

Abb. 6. Fertigstellung 1910. Ostseite.

4. Anlässe für den Umbau 1927/28.

Nachfolgendes nimmt in der Hauptsache Bezug auf Ausführungen des Referenten des Ministeriums, des Ministerialdirektors M. Schultz.

Für die Unterhaltung des Gebäudes waren bis zur Staatsumwälzung zwei Behörden zuständig:

Die Staatsbauverwaltung in Dach und Fach, die Hofbauverwaltung für alle durch den Betrieb des Theaters bedingten baulichen Maßnahmen. Die für die Aufgaben beider Behörden maßgebenden Richtlinien wurden alle fünf Jahre neu festgestellt, was aber ein gemeinsames Handeln nicht immer einschloß. Das führte zu mancherlei Überraschungen.

Die vorhandene Überalterung des Opernhauses gab auch bei schon weiter zurückliegenden Anlässen erneut das Recht, wegen mangelnder Sicherheit des Betriebes die Schließung des Hauses anzudrohen. Dem begegnete die Verwaltung durch Maßnahmen, die jedoch die wirklich vorliegenden Grundübel, die das Leben von 2000 Personen an jedem Spielabend bedrohten, nicht zu beseitigen vermochten. Zu diesen Maßnahmen zählten nach dem Theaterbrande in Chicago die an den Straßenwänden außen angeordneten eisernen Galerien und Sicherheitstreppen des Zuschauerhauses, deren Wert jedoch recht umstritten war.

Die Bühnenmaschinerie, die vorwiegend noch in Holz konstruiert und äußerst baufällig war, bestand seit 1813 noch fast unverändert.

Für die Stapelung der an einem Spielabende erforderlichen Requisiten fehlte es an geeignetem Raum; sie verstopften die für den Verkehr bestimmten Wege. Auch die Betriebskosten waren bei großen Opern darum sehr beträchtlich, wofür als Beispiel die Oper „Der Prophet“ hier angeführt wird, die am Spielabende die gleichzeitige Tätigkeit von etwa 80 Zimmerleuten und sonstigen Handwerkern erforderte.

Die Höhe des Bühnenkellers, die nach unten durch den Grundwasserstand bedingt war, betrug nur 4,50 m. Die Dekorationen mußten dabei teilweise auch während der Spielzeit über eine schmale Rampe, die sogenannte Pferderampe, bei offen stehendem Tor in das Bühnenhaus geschafft werden, wobei Zugluft entstand, die bei einem entstehenden Brande zu einer unausdenkbaren Katastrophe führen konnte. Die für einen zeitgemäßen Betrieb erforderlichen Seitenbühnen fehlten ganz.

Große Gefahrenquellen bestanden auch im Zuschauerhause, in dem alle vier Ränge von nur zwei gewendelten Haupttreppen aus erreicht werden konnten. Sie waren an sich bloß unter größter Vorsicht begehbar und zudem infolge des bei Beginn und Schluß entstehenden Gedränges bei den Podesten und den Hauptgarderoben verstopft. Auch das Vestibül, das zugleich die Kassenschalter und die Kontrollstellen enthielt, war zu eng und bei einem Brande sehr gefahrvoll. Auch die Seitenausgänge waren gleichfalls schwer zugänglich.

5. Entwurf.

Wenn auch die Hoffmannschen Pläne, soweit das Bühnenhaus in Frage kam, noch im ersten Kriegsjahr wenigstens in konstruktiver Beziehung unter Mitwirkung des Verfassers weiter gefördert wurden, so verbot nach Beendigung des Krieges die wirtschaftliche Notlage eine Weiterverfolgung dieses Planes, der auch wegen seiner hohen Kosten für eine lange Reihe von Jahren als nicht durchführbar galt.

Erst 1926 wurde im Ministerium wieder ein erster Bauplan für einen Umbau des alten Opernhauses bearbeitet, der die von der Baupolizeibehörde geforderten 3 m breiten Bühnenumgänge, zwei für einen zeitgemäßen Bühnenbetrieb unerläßliche Seitenbühnen, weiterhin die Beseitigung der Pferderampe und den Einbau einer neuen Bühnenmaschinerie vorsah.

Dieser Plan fand vielfachen Widerspruch. Einerseits wurde gefordert, daß der ursprüngliche Saalbau soweit als möglich wieder hergestellt werde, anderseits wurde der überhaupt zur Verfügung stehende Raum für einen neuzeitlichen Theaterbetrieb als unzureichend bezeichnet. Auch die Vertreter der benachbarten Hedwigkirche hielten einen umfänglicheren Seitenbau an der Westseite des Bühnenhauses für unzulässig.

In der Tagung des Hauptausschusses des Landtages im Juni 1926 sprach sich deshalb eine größere Anzahl von Interessenten und Architekten für einen umfassenden Ausbau nur an der Ostseite aus. Dieser Anregung wurde trotz der mit ihr verbundenen erheblichen Schädigung des Theaterbetriebes durch Ausarbeitung eines neuen Entwurfs Rechnung getragen. Er scheiterte jedoch an dem Widerspruch des Magistrats und des Polizeipräsidenten von Berlin, die die Einziehung der an der Ostseite befindlichen Straße als unzulässig bezeichneten.

Nach langwierigen Verhandlungen legte die Bauverwaltung einen neuen umfänglichen Entwurf für den Umbau vor, bei dem auf die vielseitig gewünschte Erhaltung des Knobelsdorffschen Saalbaues in seiner ursprünglichen Form endgültig verzichtet wurde. Die Einschränkung der Bautiefe auf jeder Seite des Langschiffes — mit Ausnahme der Seitenbühnen, an deren Giebel die Langhansschen Risalite versetzt wurden — verbesserte die Sicht auf die Hedwigkirche wesentlich.

Ausreichende Räume für die Unterbringung von Dekorationen und Requisiten wurden durch Erbauung von Tiefkellern geschaffen, die sich über die Hauptbühne, Hinterbühne und Nebenbühnen erstreckten.

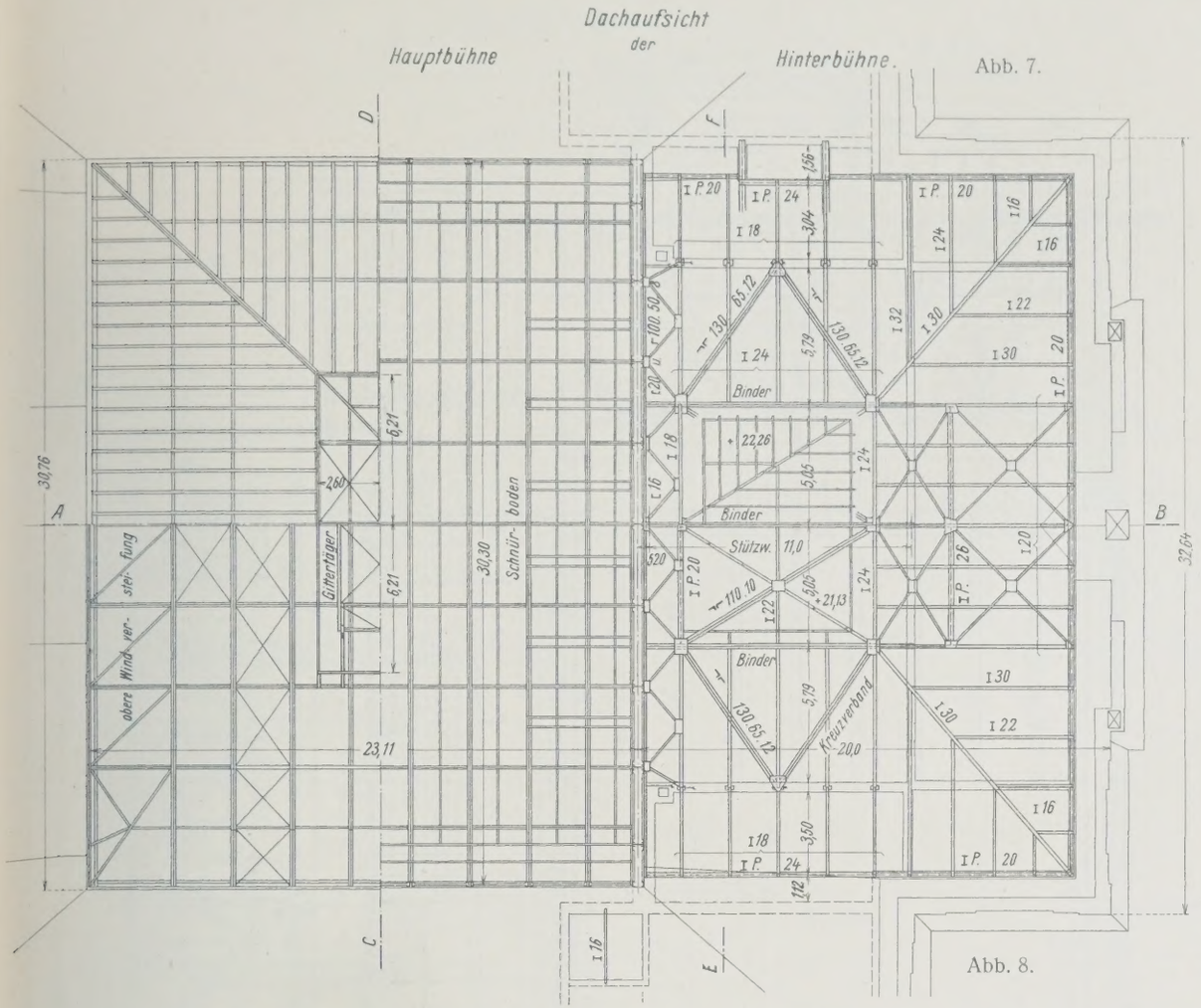
II. Eisenkonstruktionen der Bühnenhäuser.[1])

Schnürbodenaufbau 1910.[2])

Dieser in Eisengefachen erbaute Schnürbodenaufbau konnte beim letzten Umbau beibehalten werden, wenngleich Verstärkungs- und Zusatz-

[1]) In den Abbildungen sind alte Teile gegenüber den neu eingebauten Teilen in geringerer Strichstärke dargestellt.

[2]) Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1912, Nr. 73: Die Eisenbauten des umgebauten Bühnenhauses vom Königlichen Opernhaus in Berlin.



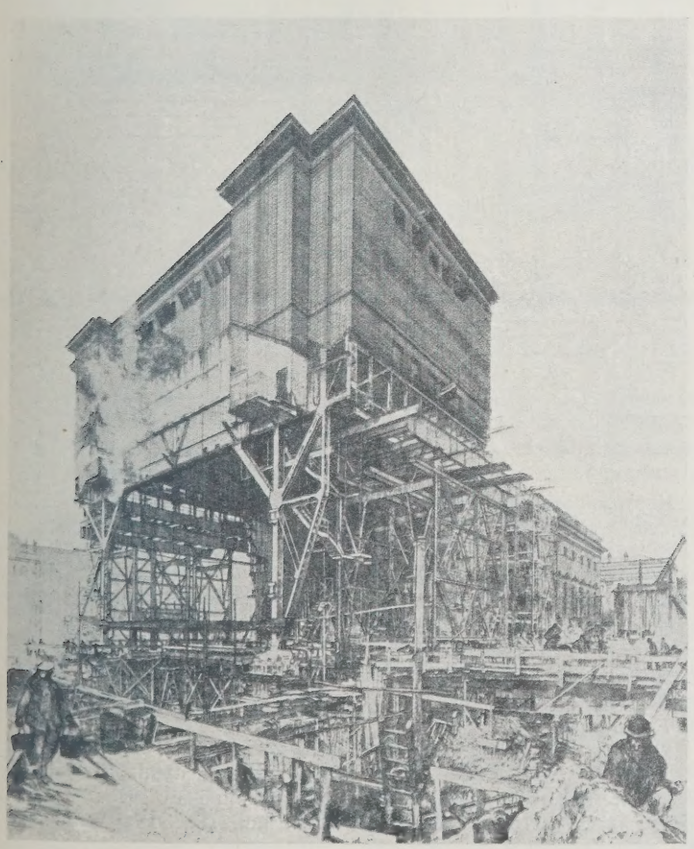


Abb. 11. Umbau 1927/28.
Nach einer Radierung von Paul Herrmann.

arbeiten, neueren Ansprüchen gemäß, nicht zu vermeiden waren. Alle übrigen vor dieser Zeit entstandenen Teile des Bühnenhauses waren zu entfernen, so vor allem auch die gesamten 2,50 m starken Umfassungsmauern und Fundamente, mit alleinigem Ausschluß der hohen Giebelwand am Zuschauerhause (Abb. 11). Auch die vier Pfeilervorlagen der Bühnenhausgiebelwände, die mit letzteren ein Ganzes bildeten und 1910 für die Aufstellung der beiden Portalbinder errichtet waren, mußten wieder abgebrochen werden (Abb. 28 u. 29). Außer diesen Bindern sind zu nennen die acht Zwischenbinder, die Schnürbodenträger, die infolge bühnentechnischer Forderung in nur 2,50 m Teilung verlegt worden sind (Abb. 7, 8, 12 u. 13).

Die beiden äußersten Schnürbodenträger und die vorerwähnten Portalbinder haben, von Mitte zu Mitte gemessen, nach dem Zuschauerhause hin 3,47 m und nach der Hinterbühne hin 2,14 m Teilung. Alle vorgenannten zehn Binder sind als Fachwerk-Zweigelenkrahmen ausgebildet worden (Abb. 12 u. 13).

Das Dach hat die Form einer abgestumpften Pyramide, deren Kopffläche von einer Lüftungslaterne gekrönt wurde (Abb. 5 u. 6).

Die Umrißlinie der Portalbinder zeigt wagerechte Obergurte, die nahe dem Hauptgesimse des Aufbaues in ganzer Tiefe verlaufen. Die Gesamtweite eines Portalbinders beträgt 30,30 m. Der Untergurt der Binder bildet eine gebrochene Linie und die Abstützung wird durch zwei Fachwerkständer, die 20,40 m Abstand voneinander haben, bewirkt. Somit kragt der Oberteil der Binder nach jeder Seite um 4,95 m aus (Abb. 19). Diese für beide Portale gleiche Form wurde durch die Bühnenöffnung am Zuschauerhause bedingt. Die Füße dieser Portalbinder liegen dabei unmittelbar unter dem Bühnenfußboden (— 0,20) und ruhten auf den bereits erwähnten Pfeilern. Die Sohlfläche ihrer Fundamente lag wenig unter der Höhe des Grundwasserspiegels auf Ordinate — 6,20.

Als Schnürbodenträger dienen hufeisenförmige Gitterträger, deren Form Abb. 12 erkennen läßt. Ihre Riegel zeigen Gurtungen, die im mittleren Teile vorwiegend wagerecht verlaufen, mit Ausnahme schmaler Streifen an den seitlichen Endigungen, die den Übergang in die seitlichen Ständer bewirken, die gleichfalls als Gitterwerk ausgeführt wurden.

Die Aussteifung der Knotenpunkte ihrer Obergurte geschieht durch Pfetten und Kreuzverbände, die unter der Dachhaut liegen, während die Untergurte in sich seitlichen Halt finden.

Der Bühnenbetrieb vollzieht sich stets von den in den Seitenteilen gelegenen Galerien aus. So zeigt Abb. 12, rechte Seite, in klarer Darstellung ihre Anordnung für Handbetrieb im Querschnitt und Abb. 14 im Grundriß, wie er vor dem Umbau 1927/28 allein üblich war. Der Verkehr zwischen beiden Seiten geschah über je vier Laufstege nächst den Giebelwänden und den unterhalb Schnürboden in den acht Binderebenen liegenden Laufstegen. Soweit als möglich wurden diese Galerien und Laufstege einerseits in den Umfassungswänden gelagert, anderseits an den Schnürbodenhauptträgern mittels besonderer Wechsel aufgehängt (Abb. 13).

Die Ausleger der Galerie III (Abb. 12) liegen dabei unter Einschaltung von 2 I-Unterzügen unter den Gelenkfußplatten der Schnürbodenträger, mit denen sie verschraubt sind. Weiterhin wurden diese Galerien unter Einbau eines wagerechten Gitterträgers, der auf jeder Seite in ganzer Tiefe des Bühnenhauses verläuft, derart gesichert, daß alle auf den Schnürbodenaufbau kommenden seitlichen Schub- und Windkräfte hierdurch in

die hohen Portalbinder der Bühnenhausgiebelwände und weiterhin in deren Fundamente geleitet wurden. In der Längsrichtung des Bühnenhauses auffallender Wind wird in die großen Windkreuze übertragen, die in der Höhe der lotrechten Wandteile der Seitenwände des Aufbaues liegen (Abb. 13).

Während die Galerie II als Arbeitsgalerie bezeichnet wurde, hieß diejenige bei III kurz „Windgalerie" (Abb. 12).

Die Lüftung des Bühnenhauses und die Abführung etwaiger im Falle eines Feuers sich bildender Rauchgase ins Freie geschah mittels einer im Schnürboden angeordneten Rauchklappe, weiterhin durch Jalousieklappen des Laternenaufbaues und durch Fenster in den vier Außenwänden des Schnürbodens.

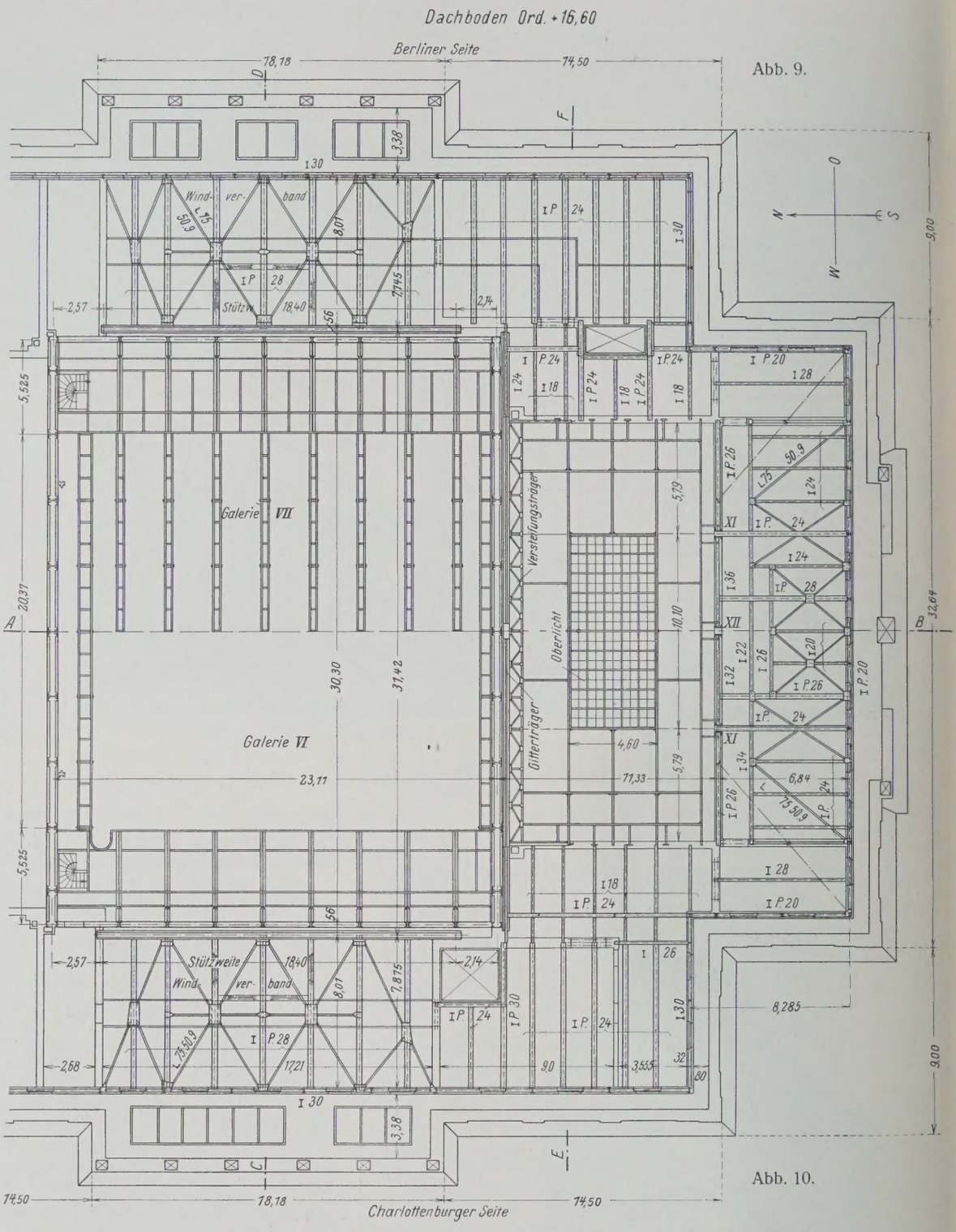
Neue Konstruktionen von 1927/28 (Abb. 7 bis 10 und 11 bis 30).

Der Kern des Bauwerkes, das Hauptbühnenhaus, wurde, wie erwähnt, vor diesem Umbau von vier 2,50 m starken Wänden umschlossen.

Während die Seitenwände wegen Fehlens der Seitenbühnen früher voll durchgeführt waren (Abbild. 29), enthielten die beiden Giebelwände auch schon früher die weiten Mittelöffnungen nach dem Zuschauerhaus und nach der Hinterbühne hin.

Nunmehr mußten mit Rücksicht auf die zu schaffenden Seitenbühnen die Seitenwände und wegen Erbauung einer geräumigen Hinterbühne auch die noch vorhandenen Seitenteile der Giebelwände der Hinterbühne, die dem Bühnenhause bislang gleichfalls Halt gaben, entfernt werden (Abb. 11). Als Ersatz hierfür kamen für alle drei Seiten Eisenkonstruktionen zur Verwendung, die aus je einem gitterförmigen Sturzträger mit zwei an den Trägerendigungen liegenden Stützen gebildet werden (Abb. 9, 12, 13 u. 19). Dazu traten weiterhin mit aussteifender Wirkung die neu zu errichtenden Seitenbühnen und die Hinterbühne selbst, während die verbleibende innere Giebelwand, am Zuschauerhause, noch durch letzteres versteift wird. Die beiden Stützen jeder Seite sind von verschiedener Art. Diejenigen nächst der Hinterbühne sind nämlich als räumliche Gitterständer mit fester Fußeinspannung ausgebildet worden, was sie zur Aufnahme und Übertragung auch wagerechter Lasten befähigt. Darum fanden auch die seitlichen Sturzträger hier ein festes Auflager. Hingegen sind die beiden Hauptstützen nächst dem Zuschauerhause nur zur Aufnahme lotrechter Lasten geeignet; hier ruhen die Sturzträger auf Rollenlagern. Diese bestehen aus zwei Stahlwalzen von 120 cm Länge und 28 cm Durchm. (Abb. 13, 20 bis 24).

Die Stützen der ersten Art sind Fachwerkständer von vierseitig prismatischer Form. In ihrem 10,23 m hohen Oberteil sind die Seitenflächen lotrecht gestellt bei 2,66 m Breite und 1,21 m Tiefe



des Konstruktionsrisses (Abb. 20, 21 u. 24). Zur Erhöhung der Standfähigkeit konnte der Teil unterhalb des Bühnenfußbodens hingegen in der Längsrichtung von 2,66 m bei 10,00 m Höhe auf 3,848 m auf der Westseite und bei 13,25 m Höhe auf der Ostseite auf 4,238 m einseitig nach innen ohne Schädigung des Bühnenkellers verbreitert werden, während die Tiefe wieder in ganzer Höhe mit 1,21 m beibehalten wurde. Die Gesamthöhen der Stützen betragen somit oberhalb der Fundamente 20,23 m bei der Westseite und 23,43 m bei der Ostseite. Hierzu tritt als Höhe des eisernen Schwellenrostes noch rd. 0,78 m (Abb. 20 u. 21).

Die Eckstiele dieser Stützen erhielten verschiedene, ihrer Belastung entsprechende Querschnitte. Die nächst den Seitenbühnen liegenden Innenstiele tragen die schweren Sturzträger unmittelbar. Beide Stielpaare erhalten einen durchlaufenden Diagonalverband. Die Schrägstellung der nach dem Zuschauerhaus liegenden Stiele und die damit am Fuße vergrößerte Breite ergab nennenswerte Ersparnisse bei den Stützenquerschnitten nud den Fundamenten. Die Hauptunterzüge der Hinterbühne liegen auf

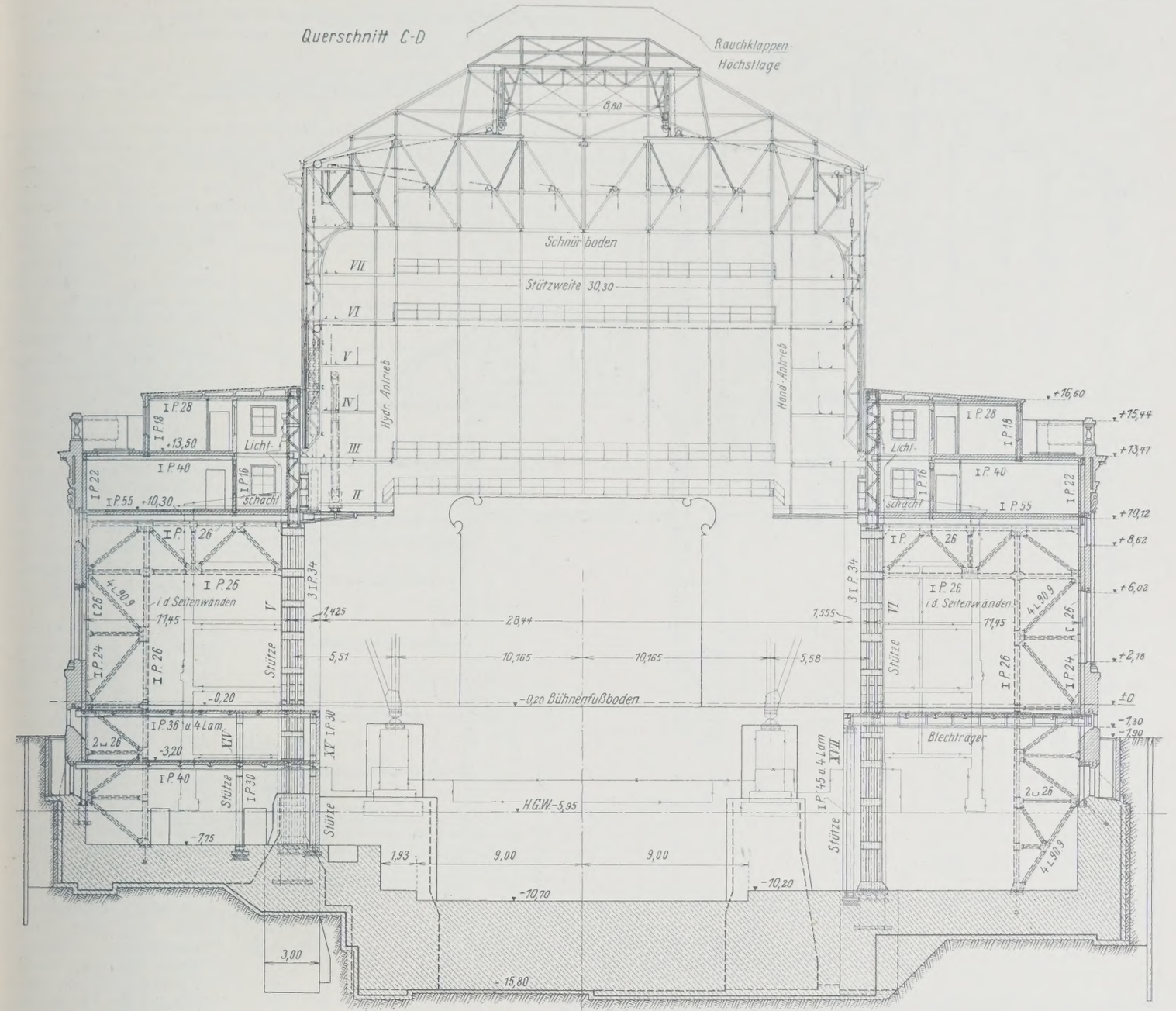


Abb. 12.

der Mitte des Stützenkopfwechsels, der die beiden äußersten Stielpaare unmittelbar miteinander verbindet (Abb. 19, 25 bis 27).

Von der Verteilung der Eigengewichts- und Windlasten für diese Stützen wird weiter unten gesprochen werden.

Die Hauptstützen nächst dem Zuschauerhause bestehen aus drei quergestellten I-Walzträgern. Sie sind in allen Deckenhöhen der Bühnenhausgeschosse mit den benachbarten Wandteilen und Decken in sicherer Weise verankert. Die Gesamthöhe der Stütze auf der Westseite beträgt 17,40, die der Ostseite 19,65 m (Abb. 13, 20, 23).

Ergänzt werden die vier Stützen hierbei in ihrer Knick- und Standfähigkeit durch die Umfassungswände und Scheidewände der drei Bühnenhausanbauten, wobei besonders noch die Frontwände durch eiserne Gefache und die Seitenwände durch eiserne Steifrahmen verstärkt wurden. Kräftige Windverbände, die in der Deckenhöhe der Seitenbühnen, Ordinate + 10,30, liegen, fassen die Seitenbühnen zum widerstandsfähigen Ganzen zusammen (Abb. 12, 16). Auch die Dachflächen ihrer Mansardgeschosse weisen solche Verbände auf (Abb. 9, 10).

Die Achsenteilungen der Stützenpaare in der Längsachse und somit auch die Stützweiten der dort liegenden schweren Sturzträger betragen 18,40 m. Die Konstruktionshöhe der Sturzträger beträgt 6,31 m. Der Abstand der Mittelebenen der Stützenpaare in der Querrichtung beträgt 30,21 m, was zugleich die Spannweite des Hauptträgers der Hinterbühne ist, der eine Konstruktionshöhe von 5,955 m hat. Sein Untergurt liegt dabei in der Decke der Hinterbühne, und der Obergurt in Deckenhöhe des Mansardgeschosses (Abb. 13, 19, 25 bis 27).

Die vier Hauptstützen und ebenso die Sturzträger der Längswände sind doppelwandig ausgebildet worden. Näheren Aufschluß geben die Darstellungen ihrer Einzelheiten, Abb. 21 bis 24. Zurückzukommen ist noch auf die Art der Übertragung der Lasten, die vom Bühnenhochbau und den Seitenbühnen auf die Längssturzträger entfallen, und die Erzielung knicksicherer Aussteifung ihrer Gurtungen. Hierbei sind von Bedeutung die schweren Deckenträger IP 55 der Seitenbühnen, die die Knotenpunkte der Untergurte bei gleicher Teilung mit letzteren unterschneiden und zudem noch in das Bühnenhaus überkragen. Auf diesen inneren Freienden ruhen vermöge hinzugefügter Ständer die vorwiegend von den Schnürbodenbindern kommenden Bühnenhauslasten und ebenso an besonders angeschuhten Freiträgern die nennenswerten Belastungen, die von der Arbeitsgalerie II herrühren (Abb. 12). Dabei ist zu erkennen, daß statt des Handbetriebes, der auf der Ostseite in einer gegen früher verbesserten Form beibehalten wurde, die Arbeitsgalerie II der Westseite maschinell durch Druckwasser bedient wird. Diese von der Hauptbühne kommenden Lasten und ebenso die erheblichen Lasten der beiden Obergeschosse der Seitenbühnen, die vorwiegend auf diese Deckenträger entfallen, kommen nur zum geringeren Teil auf die Außenwände, in der Hauptsache aber auf die innen liegende Unterstützung der IP 55, die erreicht wird durch Ausbildung der am Untergurt der Sturzträger sicher angeschlossenen Schlaufen (Abb. 21, 22).

Die Obergurte der beiden seitlichen Sturzträger und ihre Wandstäbe sind nach der Bühnenhausseite hin frei, wodurch ein freies Spiel der Spannungen eintritt. Eine seitliche Ausknickung der Obergurte verhindert

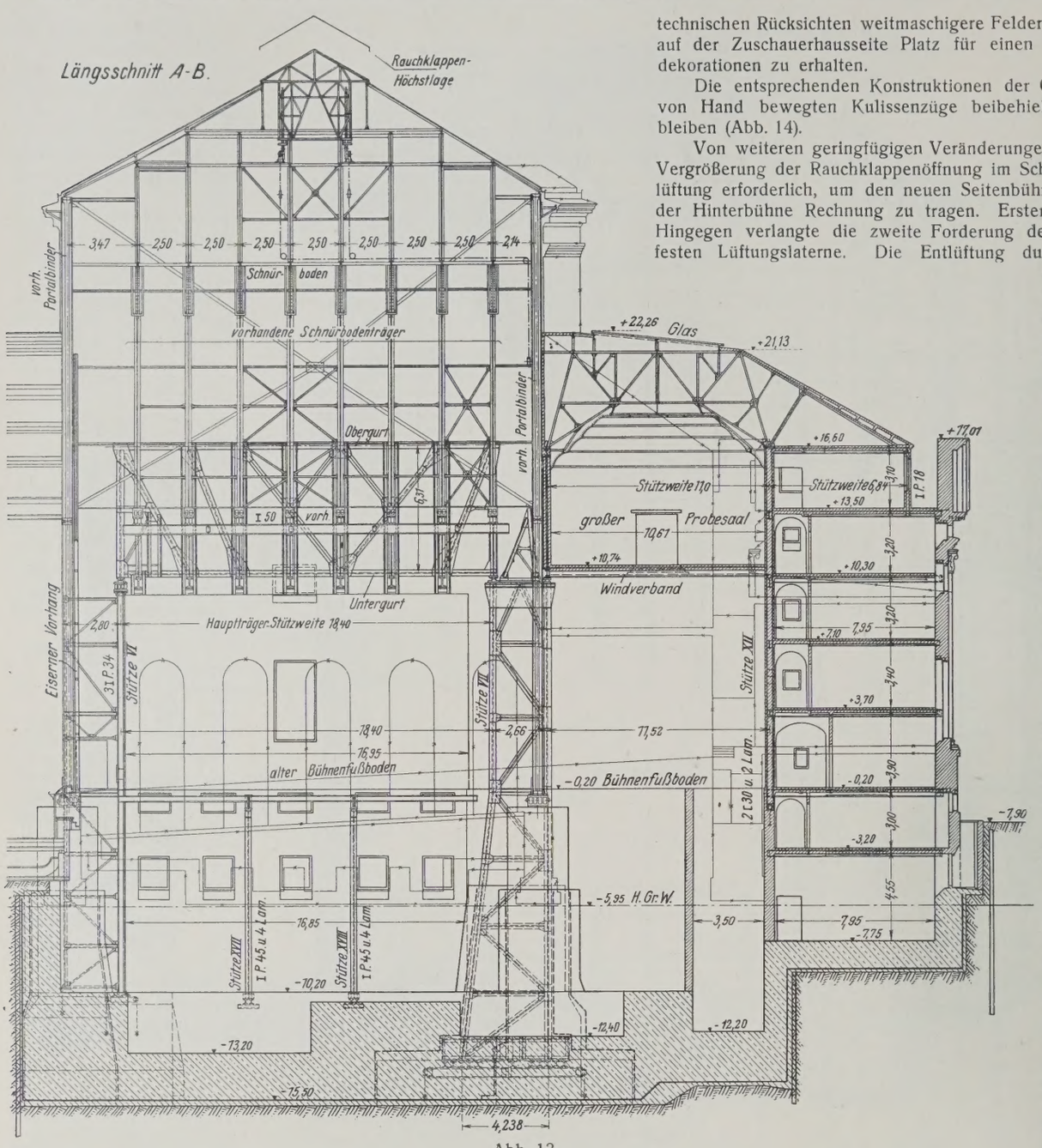


Abb. 13.

zudem das Dach des Mansardgeschosses unmittelbar und im geringeren Maße auch die Decke des 4. Obergeschosses der Seitenschiffe.

Veränderungen im Schnürboden.

Wie schon erwähnt, konnte der Schnürbodenaufbau von 1910 verbleiben; immerhin waren aber doch neuzeitliche Umstellungen vorzunehmen. Diese sind in Abb. 12 u. 13 gleichfalls wieder in stärkerem Strich als derjenige des alten Teiles eingezeichnet worden.

An Stelle des Handbetriebes der Kulissenzüge wurde, wie bereits erwähnt, auf der Westseite Druckwasserbetrieb eingeführt, dabei ist aber der Handbetrieb, der früher von beiden Seiten aus gleichzeitig betätigt wurde, als Notbehelf beibehalten und ganz auf die Ostseite des Bühnenhauses verlegt worden.

Das bedingte einen Umbau der Bedienungsgalerie II der Westseite, den weit höheren Belastungen entsprechend, welche die Einrichtungen für den Druckwasserbetrieb gegenüber dem Handbetrieb bewirken. Zu diesem Zweck wurden die schweren Deckenbalken der westlichen Seitenbühne, die, wie schon erwähnt, nahe ihrer inneren Endigung an den Untergurten des Hauptgitterträgers aufgehängt sind, durch trapezförmige, vollwandige Blechträger nach dem Bühnenhause hin verlängert. Auf dieser so verstärkten Arbeitsgalerie fanden die Einrichtungen für den Druckwasserbetrieb Platz. An dieser Stelle mußte auch der wagerechte Windversteifungsträger nach dem Inneren hin verschoben und an seinem Endfelde Umstellungen vorgenommen werden, um aus betriebstechnischen Rücksichten weitmaschigere Felder bilden zu können und um auf der Zuschauerhausseite Platz für einen Tummelbaum für Wandeldekorationen zu erhalten.

Die entsprechenden Konstruktionen der Ostseite hingegen, die die von Hand bewegten Kulissenzüge beibehielten, konnten unverändert bleiben (Abb. 14).

Von weiteren geringfügigen Veränderungen abgesehen, war noch eine Vergrößerung der Rauchklappenöffnung im Schnürboden und der Dachentlüftung erforderlich, um den neuen Seitenbühnen und der Vergrößerung der Hinterbühne Rechnung zu tragen. Ersteres war unschwer möglich. Hingegen verlangte die zweite Forderung den Abbau der vorhandenen festen Lüftungslaterne. Die Entlüftung durch die Seitenfenster des Schnürbodens wurde beibehalten, der erforderliche Zuwachs an Lichtöffnung wurde nur dadurch erzielt, daß die Laterne unter Beibehaltung ihres Satteldaches, aber bei völligem Wegfall der Ausfachungen der Seitenwände als bewegliche Haube ausgebildet wurde. Die Anordnung der Seilführung, durch die die Haube geöffnet und die durch Druckwasser bewegt wird, lassen Abb. 11 u. 12 erkennen.

Auch der neu erstellte feuersichere Bühnenvorhang wird durch Druckwasser betätigt.

Der alte Bühnenfußboden, der nach früherer Übung geneigt, mit Fall nach dem Orchester hin ausgeführt war, wurde zeitgemäß nach Maßgabe der neuen Bühnenmaschinerie durch einen neuen wagerechten Fußboden ersetzt.

Die Abmessungen der Seitenbühnen betragen im Grundriß 12,80 m Tiefe und 16,95 m Breite bei 10,50 m Geschoßhöhe. Nur der westliche Seitenbühnenkeller ist durch eine Zwischendecke zweigeschossig gestaltet, wobei das obere 3,00 m hohe Geschoß den Mitgliedern des Orchesters als Erholungsraum dient. Nach dem Bühnenhause zu ruhen die Deckenträger auf Unterzügen und eisernen Stützen.

Die aufgehenden 64 cm starken Wände sind vom Kellerfußboden bis zur Fußbodenhöhe des Mansardgeschosses durch eiserne Gefache verstärkt worden, weiterhin befinden sich in den Seitenwänden punktiert gezeichnete Viertelrahmen aus Gitterwerk, die zunächst für den ersten Aufbau notwendig waren, da auf die monumentalen Außenwände, von denen die Giebelwände durch Vorsetzung der Langhans-Risalite verkleidet wurden, noch nicht verwendungsfähig waren. Aber auch aus rein statischen Gründen, insbesondere gegen Winddruck, waren diese Eisenverstärkungen erforderlich. In Höhe der Decken der Seitenbühnen befindet sich zudem ein über ihre gesamte Breite reichender Kreuzverband, der die in den seitlichen Anbauten wirkenden Windlasten auf die eisenbewehrten Querwände zu übertragen hat.

Die Anordnung der eisernen Stützen in der Innenflucht ist je nach der Verwendung der Räume und dem teilweisen Verschluß der Seitenbühnen durch Schiebetore verschieden.

Die Hinterbühne.

Sie ist in Bühnenhöhe gemessen 21,68 m breit und 12,80 m tief, während ihre Höhe 10,94 m beträgt. Über der Hinterbühne befindet sich der große Probesaal, der bei 10,61 m l. W., 21,68 m Tiefe eine größte lichte Höhe von 7,20 m hat. Unmittelbar an der Außenflucht der Hauptbühnenhauswand liegt nahe ihrem Portalbinder im Probesaal der schon genannte Gitterträger, der in der Mittelachse der Fachwerk-Haupt-

Abb. 14. Decke Ord + 13,50.

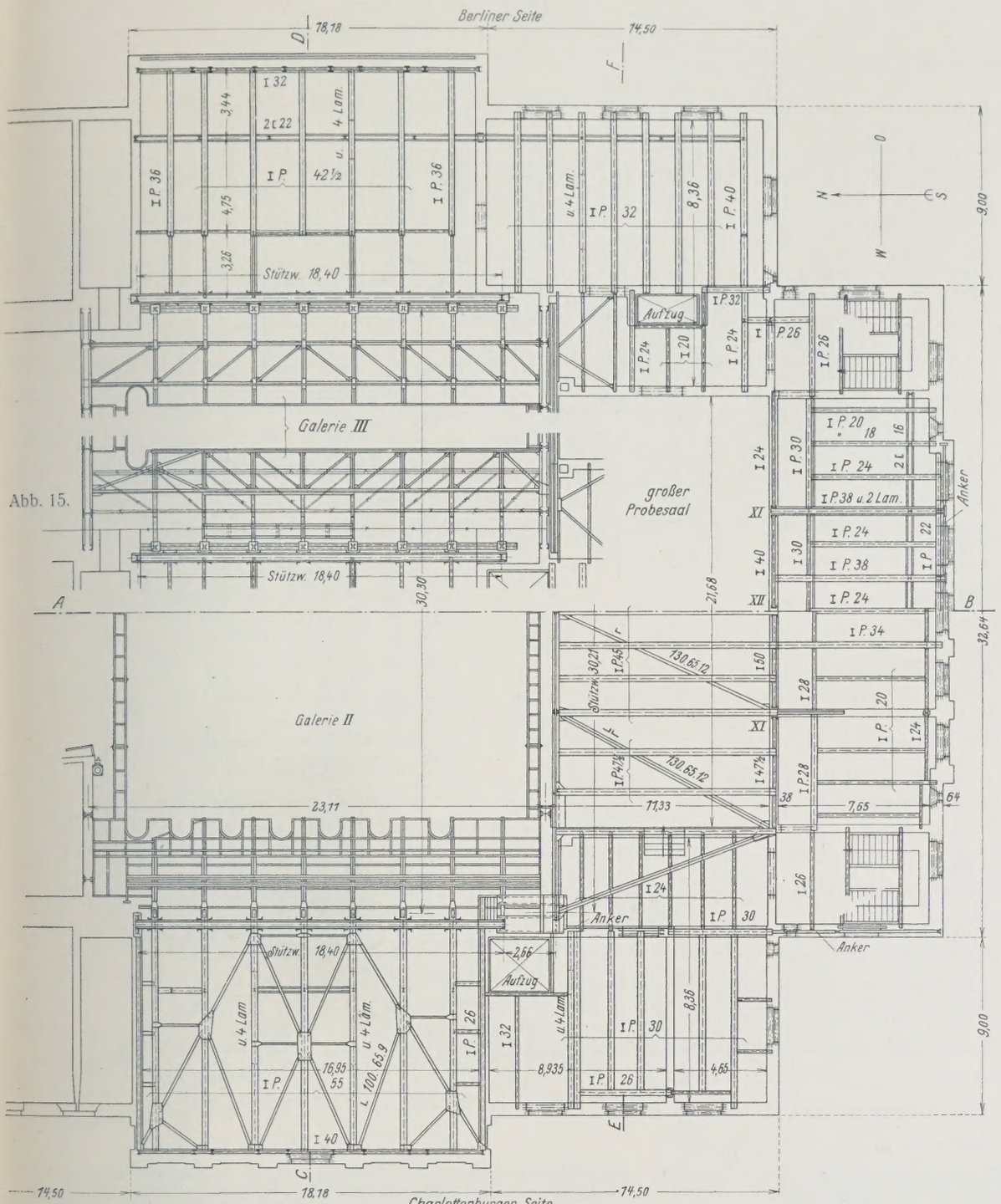


Abb. 15.

Abb. 16. Decke Ord. + 10,30.

stützen lagert. Weiterhin liegt in der Decke der Hinterbühne ein gleich weit gespannter Kreuzverband, dessen Breite gleich derjenigen des Probesaales ist.

Das Dach des Probesaales ist als Pultdach in Kupferdeckung ausgeführt und ruht auf drei Dachbindern. Zwischen diesen liegt ein großes Oberlicht. Am Untergurt hängt die gewölbeartige Saaldecke, die in ihrem Spiegel gleichfalls eine Glasdecke trägt.

In der äußeren Wand, die in den fünf oberen Stockwerken von 16,80 m Gesamthöhe 51 cm, in den beiden Kellergeschossen bei 4,55 m Höhe 64 cm stark ist, nehmen eiserne Stützen und Unterzüge die Dach- und Deckenlasten auf. Zwischen dieser Wand und der Frontwand liegen die Korridore und die Aufenthaltsräume der Angestellten.

Die in den Seitenfluchten der Hinterbühne liegenden Bauteile, die aus dem Längsschnitt Abb. 13 und dem Querschnitt Abb. 19 ersichtlich sind, ebenso die neben den Seitenbühnen nach dem Zuschauerhause hin gelegenen, geben zu besonderen Bemerkungen keinen Anlaß.

Verteilung der Windlasten.

Wirkt der Wind in der Querrichtung, so nehmen die vom Umbau 1910 herrührenden Portalbinder die Windlasten des Schnürbodenaufbaues auf, während für den Wind des Unterteiles die Umfassungswände der Seitenbühnen in Frage kommen.

Bei Wind in der Richtung der Längsachse des Bühnenhauses vermögen die Dach- und Deckenkonstruktionen mit ihren Windverbänden, dazu der Giebelvorbau mit seinen Mittel- und Scheidewänden (s. Abb. 17), einen Teil der Windlast unmittelbar aufzunehmen und neben den beiden hohen Fachwerkständern die erforderliche Sicherheit zu schaffen. Letztere sind in ihrer gesamten Höhe einbetoniert.

III. Grundbauten.

Die Fundamente der vier Füße der Portalbinder und der vier eisernen neuen Hauptstützen sind bis zur Bausohle der Bühnenhauswanne herabgeführt worden. Sie wurden also besonders fundiert und für sich mit wasserundurchlässiger Dichtungsschicht sowohl an der Sohle, als auch an den Seitenflächen der Betonumhüllungen und der massiven Fundamentteile bis zu ausreichender Höhe über dem Grundwasserstand versehen (Abb. 12).

Bei den vorhandenen Portalbindern wurde beim Umbau der Kopf ihrer Pfeiler durch Spreizen, die geneigt nach außen wirken, gesichert und dieser Kopf dann bis zur Fundamentsohle unterfahren (Abb. 28).

Auch die Umfassungswand des Bühnenhauses am Orchester wurde unterfangen und mit dem dort befindlichen Bankett des Tiefkellers vereinigt.

Bei Ausführung der Fundamente der vier neuen Stützen des Bühnenhauses mußten vorher, um Platz zu schaffen, die alten starken Seitenwände des Bühnenhauses entfernt werden. Da nun bislang die schweren Gitterträger auf diesen Wänden lagerten, mußte für sie ein behelfmäßiger Ersatz geschaffen werden. Er wurde bewirkt durch eiserne gespreizte Böcke, auf deren Riegeln die Untergurte der Gitterträger auflagerten, während die Fußpunkte der ersteren auf besonderen behelfmäßigen Fundamentplatten standen, die ihrerseits durch Zementbohrpfähle getragen wurden (Abb. 29).

Die Abmessungen des Bühnenkellers des Hauptbühnenhauses ergeben sich aus Abb. 12 u. 13 zu 28,44 m Weite und 16,85 m Länge bei 12,20 m größter Tiefenlage unter dem Bühnenfußboden. Die Kellersohlplatte hat dort als geringste Stärke 3,15 m, während ihre Grundwasserdichtungsschicht 15,35 m unter Bühnenfußboden und 9,60 m unter dem höchsten Grundwasserstand liegt.

Bühnenmaschinerie.

Sie umfaßt die nachfolgend angeführte Hauptmaschinerie und Einzelteile:

Decke Ord. +3,70.

Abb. 17.

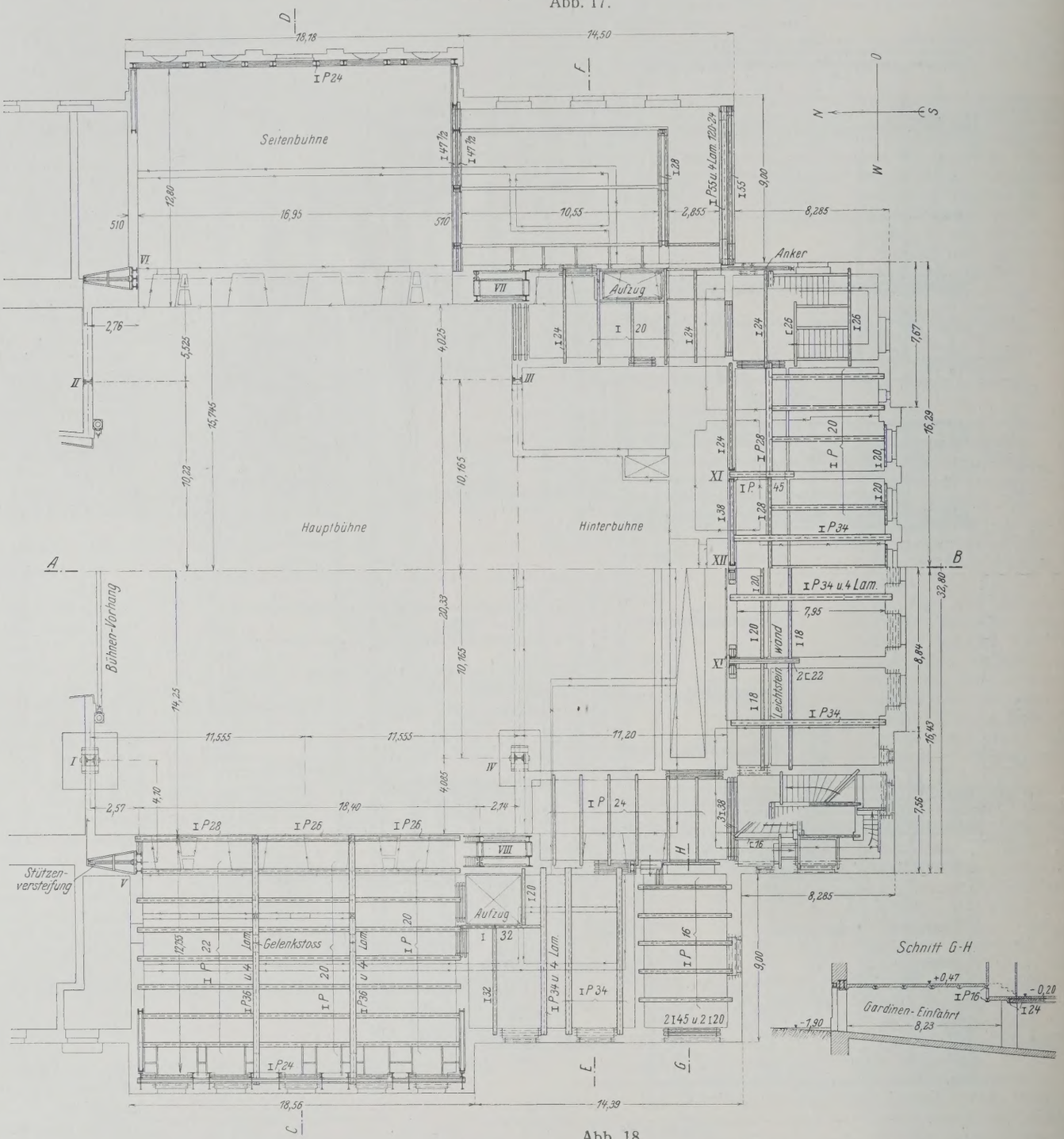


Abb. 18.

Decke Ord. -0,20.

Die Untermaschinerie ist eingeteilt in sieben Gassen, die nachfolgende Versenkungspodien enthalten:

Drei erste Doppelpodien von 16 m Länge und 3 m Tiefe; sie können 10 m über den Bühnenfußboden hinaus gehoben werden,

drei einfache Podien für die Gassen 4, 5, 6, die 18 m lang und je 2,50 m tief sind und die je 3 m unter Bühnenfußboden versenkt und um den gleichen Betrag über den Fußboden gehoben werden können,

die 7. Gasse enthält ein großes Versenkungspodium, das 16 m lang, 8 m tief ist und 10 m über Bühnenfußboden gehoben werden kann.

Diese Podien werden durch Druckwasser, und zwar mit 100 at Betriebsdruck bewegt.

Weiterhin sind drei verschiebbare, elektrisch angetriebene Versenkungen in der Unterbühne untergebracht, die je rd. 12 m lang und 1,1 m tief sind.

Es sind weiterhin etwa 80 Prospekt-, Soffitten- und Beleuchtungszüge eingebaut, davon sind etwa 50 Stück durch Druckwasser bewegbar, während die übrigen 30 Stück Handbetrieb aufweisen. Durch Druckwasser bewegbar sind auch noch mehrere Gitterträger, die zur Aufnahme besonderer Beleuchtungskörper dienen.

Die gesamte Bühnenwagenanlage ist in wagerechter und senkrechter Ebene beweglich.

Der eiserne Bühnenvorhang, der 14,50 m breit und 11 m hoch ist, wird mittels hydraulisch betriebener Stempel gehoben und gesenkt.

Hierzu kommt die gesamte Druckwasser-Kraftanlage, die für die Bewegung der vorgenannten Hebeapparate, Versenkungen, Versenkungspodien, Bühnenwagen, der Prospektzüge, des eisernen Vorhanges und der als Rauchklappe gebildeten Dachhaube dient.

Sie ist für einen Betriebsdruck von 80 bis 120 at berechnet und errichtet worden, und besteht aus zwei großen Luftkesseln von je 8 m Höhe und 1,50 m Durchm. und einem Luftakkumulator von gleichem Durchmesser und etwa 7 m Höhe. Die Kessel sind für 240 at Überdruck abgeprüft worden. Den Betriebsdruck erzeugen drei große Preßpumpen und ein Kompressor mit elektromotorischem Antrieb.

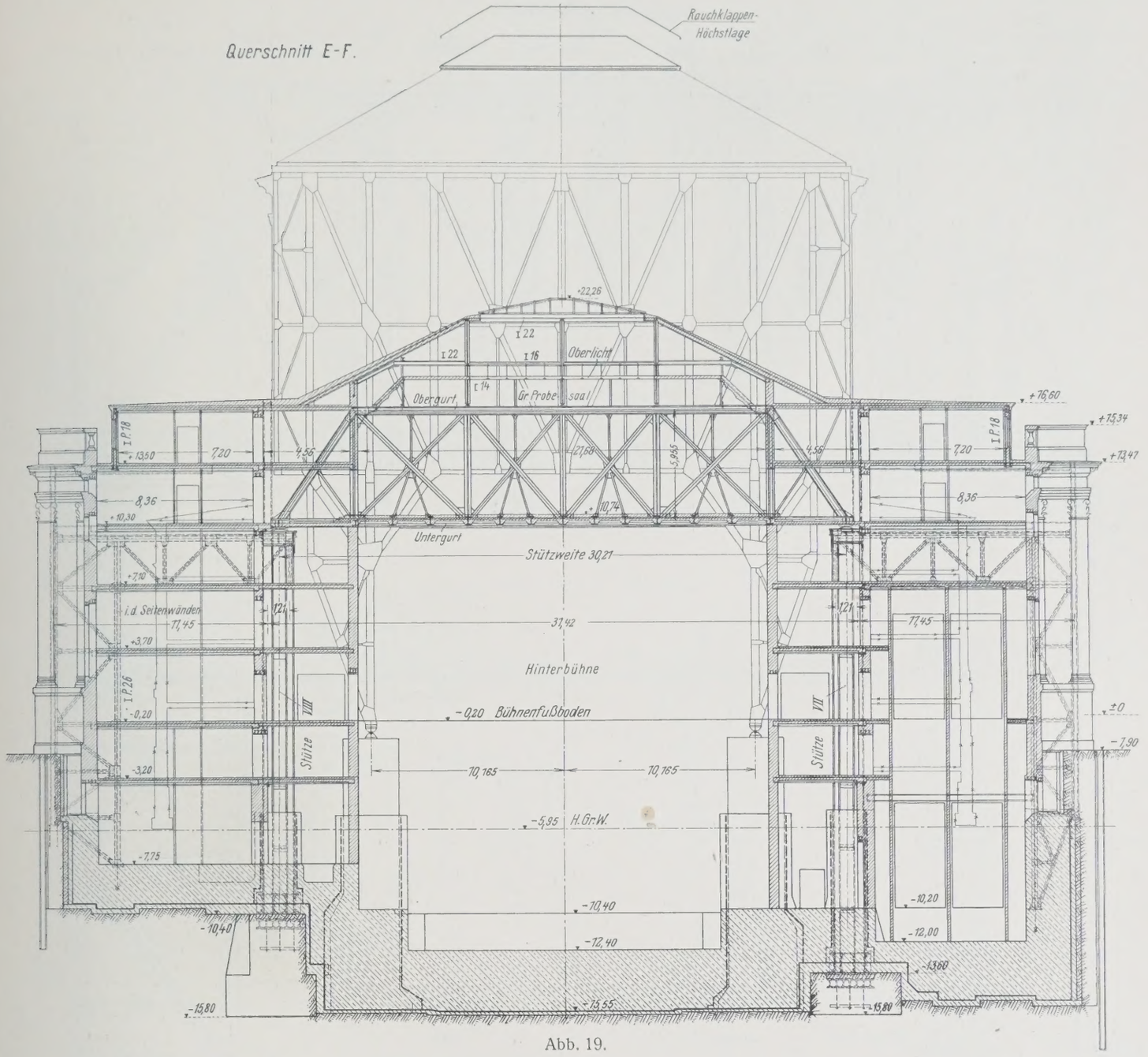


Abb. 19.

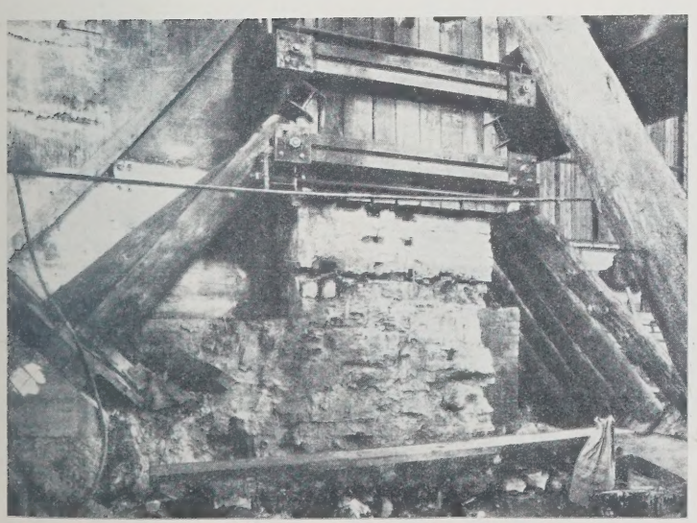


Abb. 28.

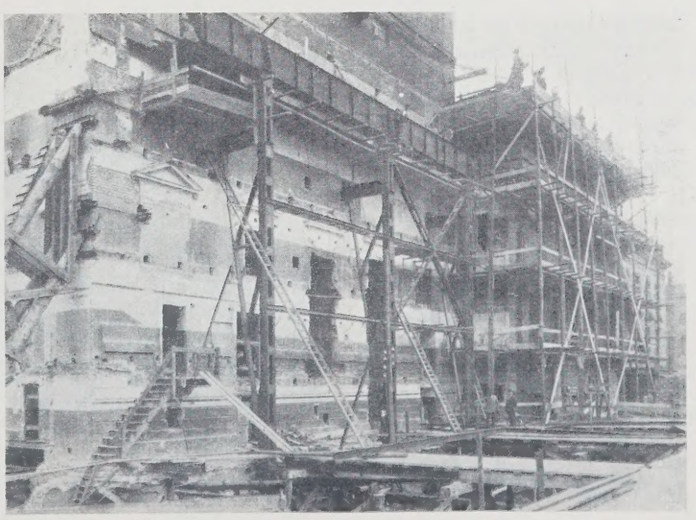


Abb. 29.

Abb. 21.

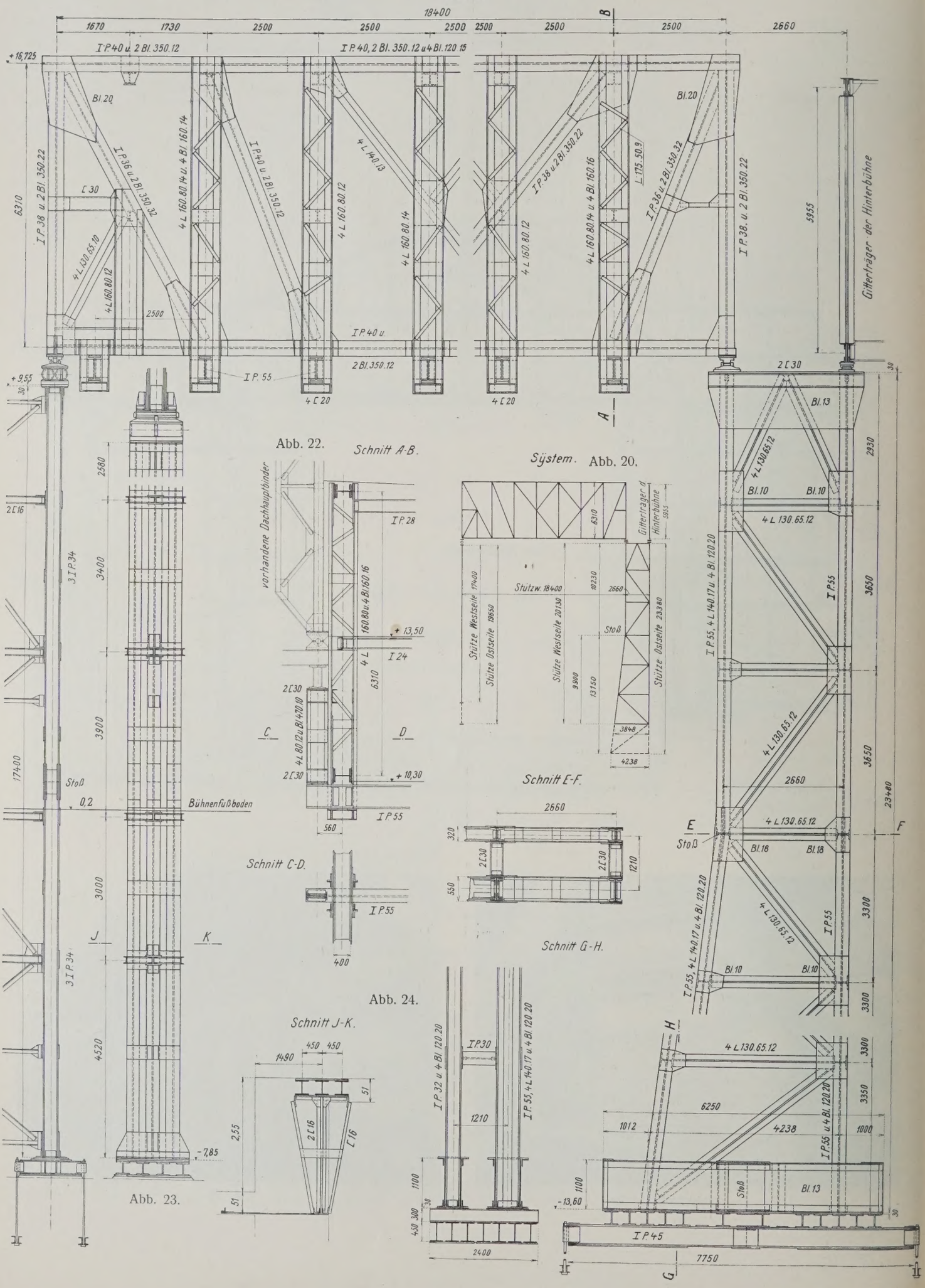
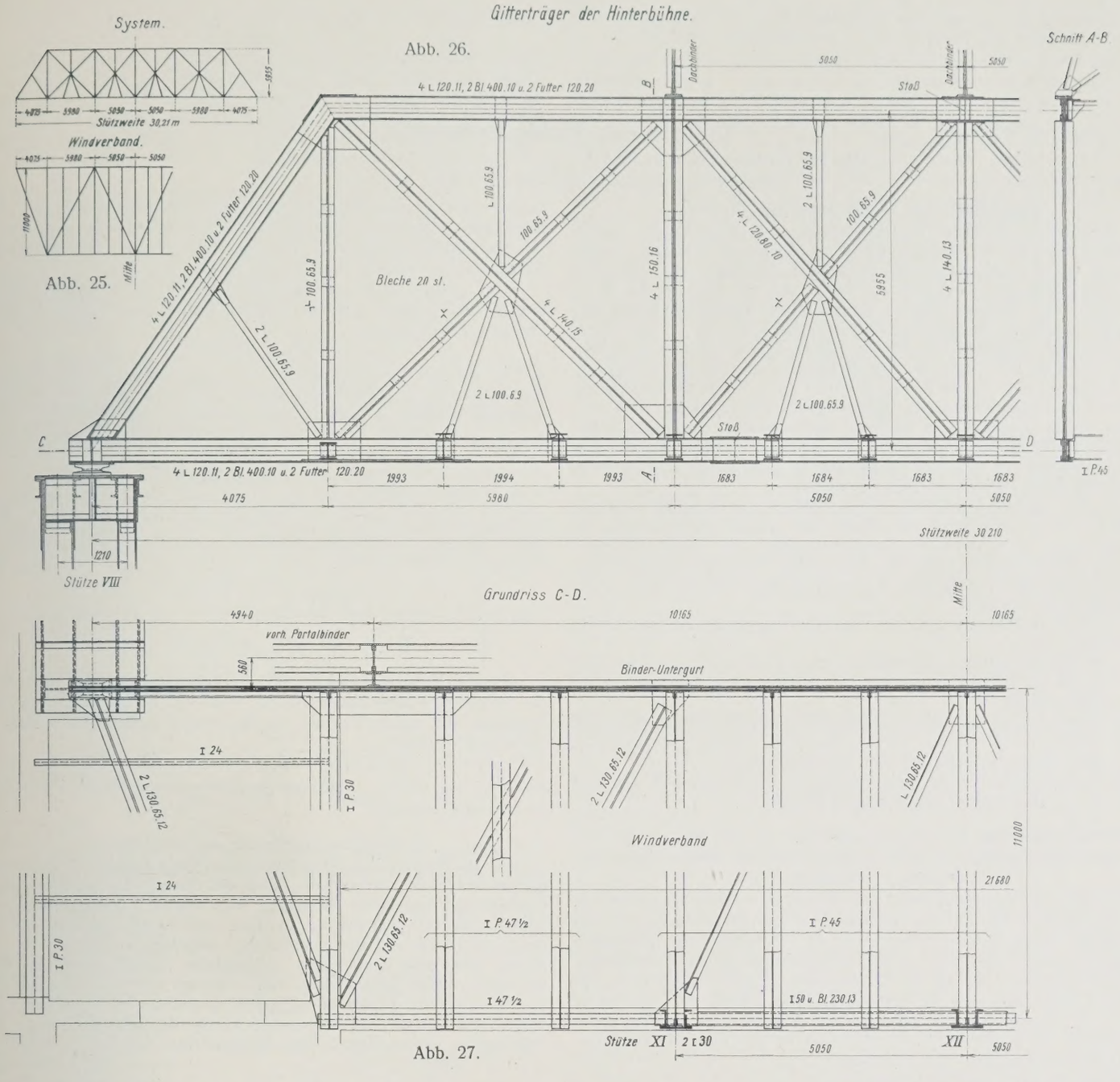

18400
1670
1730
2500
2500
2500
2500
2500
2500
2660
I P.40 u. 2 Bl. 350.12
I P.40, 2 Bl. 350.12 u 4 Bl. 120.15
+16,725
Bl.20
I P.38 u. 2 Bl. 350.22
I P.36 u. 2 Bl. 350.32
4 L 160.80.14 u. 4 Bl. 160.14
I P.40 u. 2 Bl. 350.12
4 L 140.13
4 L 160.80.12
4 L 160.80.14
I P.38 u. 2 Bl. 350.22
4 L 160.80.14 u. 4 Bl. 160.16
L 175.50.9
I P.36 u. 2 Bl. 350.32
I P.38. u. 2 Bl. 350.22
Gitterträger der Hinterbühne
5955
6310
4 L 130.65.10
4 L 160.80.12
2500
I P.40 u.
2 Bl. 350.12
I P.55
4 C 20
4 C 20
+9,55
2 C 16
3 I P.34
2580
3400
3900
17400
Stoß
0,2
Bühnenfußboden
3000
4520
-7,85
Abb. 22.
Schnitt A-B.
vorhandene Dachhauptbinder
I P.28
160.80 u. 4 Bl. 160.16
+13,50
I 24
6310
2 C 30
4 L 80.12 u. Bl. 470.10
2 C 30
+10,30
I P.55
560
Schnitt C-D.
I P.55
400
System.
Abb. 20.
Gitterträger d. Hinterbühne
5955
6310
Stützw. 18400
10230
2660
Stütze Westseite 17400
Stütze Ostseite 19650
Stütze Westseite 20130
Stütze Ostseite 23380
Stoß
9900
13150
3848
4238
Schnitt E-F.
2660
320
2 C 30
2 C 30
1210
550
Schnitt G-H.
Abb. 24.
Schnitt J-K.
450
450
1490
51
2,55
2 C 16
C 16
51
I P.32 u. 4 Bl. 120.20
I P.30
I P.55, 4 L 140.17 u. 4 Bl. 120.20
1210
1100
450
300
2400
2 C 30
Bl.13
4 L 130.65.12
Bl.10
Bl.10
4 L 130.65.12
I P.55, 4 L 140.17 u. 4 Bl. 120.20
I P.55
2930
3650
3650
23480
2660
4 L 130.65.12
Stoß
Bl.18
Bl.18
4 L 130.65.12
I P.55
I P.55, 4 L 140.17 u. 4 Bl. 120.20
Bl.10
Bl.10
3300
3300
4 L 130.65.12
3300
3350
6250
1012
4238
1000
I P.55 u. 4 Bl. 120.20
1100
-13,60
Stoß
Bl.13
I P.45
7750

Abb. 23.



Ist durch den Verbrauch der Bewegungsmaschinen der Betriebsdruck auf 80 at gesunken, so schalten sich die drei Pumpen selbsttätig ein und wieder aus, wenn der Druck von 120 at wieder erreicht ist.

Endlich sind zu erwähnen:

1 großer Prospektaufzug 20,0 · 3,0 m mit mittelbarem Druckwasserantrieb, und

2 elektrische Aufzüge für den Transport von Dekorationen.

Die beim Umbau des Zuschauerhauses gewonnenen Erfahrungen werden in einem späteren Aufsatze gewürdigt werden.

Mit der Entwurfsverfassung und Oberleitung des Umbaues waren Geh. Oberbaurat Dr. h. c. Fürstenau und Reg.-Baurat Tietze, Berlin, betraut; Entwurf, Einzelbearbeitung und Bauleitung der Hochbaukonstruktionen und ihrer Fundierungen besorgte der Verfasser, der auch bereits bei dem Umbau im Jahre 1910 die Eisenkonstruktionen entworfen und berechnet hatte. Die Eisenkonstruktionen des Bühnenhauses nebst Anbauten führte die Firma C. H. Jucho, Dortmund, die der Hinterbühne nebst Zubehör die Firma H. Gossen, Berlin-Reinickendorf, aus.

Die bühnentechnischen Einrichtungen wurden nach den Entwürfen des Dr.-Ing. Georg Linnebach, Maschinendirektor der Staatstheater Berlin, von der Fa. Kölle & Hensel, Berlin-Wittenau, ausgeführt. Die Ausführung der Erdarbeiten und des Grundbaues bewirkte die Firma G. Tesch, während die Grundwassersenkung von der Firma Siemens-Bauunion übernommen wurde.

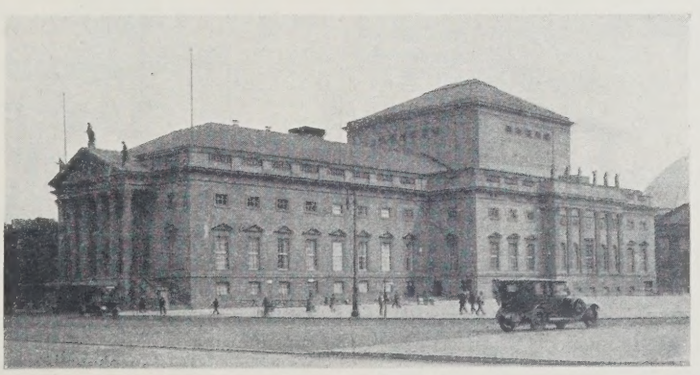


Abb. 30. Fertiger Umbau 1927/28. Westseite.

Alle Rechte vorbehalten.

Theorie der Pfahlgründungen.

Von **Per Gullander** †, weil. Professor am Chalmerschen Institut, Gothenburg.
(Deutsch bearbeitet von Dipl.-Ing. Habicht, Potsdam.)

Gegenstand und Begrenzung der Theorie.

Rein theoretisch könnte die Berechnung einer Pfahlgründung zurückgeführt werden auf die Behandlung folgender Probleme: Ein fester Körper, der mit einer beliebigen Anzahl Pfähle fest verbunden ist, wird einer beliebigen Belastung ausgesetzt; zu bestimmen ist einerseits die Beanspruchung der einzelnen Pfähle, anderseits die Lagenveränderung des Körpers, die durch die Belastung hervorgerufen wird.

Unter der Voraussetzung, daß der Körper als starr angesehen werden kann und daß die Pfähle den gewöhnlichen Gesetzen der Festigkeits- und Elastizitätslehre für stabförmige Körper folgen, würde die vollständige theoretische Behandlung dieses Problems auf keine größeren Schwierigkeiten stoßen. Somit ist es möglich, unter besonderen Annahmen hinsichtlich der Form des Körpers und der Lage der Pfähle zueinander und zu den Kräften aus der allgemeinen Theorie einfache Berechnungsarten für gewöhnliche Pfahlgründungen zu erhalten.

In der folgenden Darstellung ist es jedoch als zweckmäßiger erachtet worden, die verschiedenen bei Hoch- und Brückenbauten sowie bei Wasserbauten vorkommenden Hauptanordnungen der Pfahlgründungen genauer zu besprechen und für jede solche Hauptanordnung die Berechnung ausfindig zu machen, die aus praktischen Rücksichten als die zweckmäßigste erscheint.

Die Hauptanordnungen, die im folgenden Gegenstand der Behandlung sein sollen, sind:

I. Pfahlgründung mit untereinander und zu der Belastungsresultierenden parallelen Pfählen sowie mit den Pfählen gelenkig verbundener Grundmauer.
II. Pfahlgründung mit einer Symmetrieebene und dieser Ebene parallelen Pfählen — im übrigen aber mit beliebiger Richtung — sowie mit den Pfählen gelenkig verbundener Grundmauer.
III. Pfahlgründung in der eben genannten Anordnung, aber mit fest in die Grundmauer eingespannten Pfählen.

I. Pfahlgründung mit untereinander und zu der Belastungsresultierenden parallelen Pfählen sowie mit den Pfählen gelenkig verbundener Grundmauer.[1] [2]

1. Mittelpunkt, Trägheitsmoment und Mittelachsen einer Pfahlgründung.

Wir nehmen an, daß die Grundmauer unten durch eine Ebene, die sogenannte Grundfläche, begrenzt ist, die rechtwinklig zur Belastungsresultierenden R verläuft, und denken uns die Pfähle auf ein rechtwinkliges Koordinatensystem Oxy in der Grundfläche bezogen (Abb. 1); wir bezeichnen ferner mit x, y die Koordinaten eines Pfahles im allgemeinen, mit k' die relative Tragkraft eines Pfahles in seiner Längsrichtung sowie mit x_o, y_o die Koordinaten des Mittelpunktes der relativen Tragkräfte aller Pfähle. Betrachten wir nun diese Tragkräfte als ein System von parallelen und gleichgerichteten Kräften, die an den Pfahlköpfen angreifen, so ist nach dem Satze vom Mittelpunkte paralleler Kräfte

$$(1)\quad \begin{cases} x_o \,\Sigma k' = \Sigma k'\, x \\ y_o \,\Sigma k' = \Sigma k'\, y. \end{cases}$$

Angenommen, daß der Ursprung des Koordinatensystems mit dem Mittelpunkte der Tragkräfte zusammenfällt, so ist, da in diesem Falle $x_o = 0$, $y_o = 0$ ist,

$$(1\,a)\qquad \Sigma k'\, x = 0,\ \Sigma k'\, y = 0.$$

Dieser Punkt, dessen Lage durch diese Gleichung bestimmt wird, wird im folgenden der Mittelpunkt der Pfahlgründung genannt.

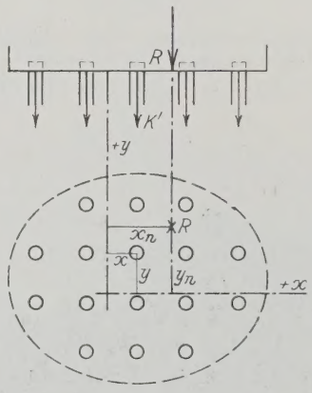


Abb. 1.

Da die Lage des Mittelpunktes unabhängig von den Achsenrichtungen ist, kann die Richtung der x-Achse in der Grundebene beliebig angenommen werden, oder mit anderen Worten, die x- und y-Achsen können — unter der Voraussetzung, daß der Ursprung mit dem Mittelpunkte der Pfahlgründung zusammenfällt — alle möglichen Lagen in der Grundfläche einnehmen, ohne daß die Gl. 1a ihre Gültigkeit verlieren.

Die Trägheitsmomente der Pfahlgründung, bezogen auf die x- und y-Achse, sind $J_x = \Sigma k'\, y^2$ und $J_y = \Sigma k'\, x^2$.

Den größten und den kleinsten Wert für die Trägheitsmomente, bezogen auf Achsen, die durch einen Punkt gehen, erhält man durch Erfüllung der Bedingung

$$\text{Zentrifugalmoment } \Sigma k'\, xy = 0,$$

welche Achsen, wenn Mittelpunkt und Ursprung zusammenfallen, die Mittelachsen der Pfahlgründung genannt werden. Die Trägheitsmomente, bezogen auf diese Achsen, werden im folgenden $J_{max} = J_I$ und $J_{min} = J_{II}$ bezeichnet, wobei die Achsen für J_I und J_{II} auch erste und zweite Hauptachse der Pfahlgründung genannt werden.

Bezeichnet $J_{xy} = \Sigma k'\, xy$ das Zentrifugalmoment, bezogen auf die x- und y-Achse, beide durch den Mittelpunkt gehend, aber im übrigen beliebig gerichtet, sowie φ den Winkel, den die Achse für J_I mit der x-Achse bildet, so sind die Mittelachsen, sowie die Trägheitsmomente, bezogen auf diese Achsen,

$$(2)\quad \begin{cases} \operatorname{tg} 2\varphi = -\dfrac{2 J_{xy}}{J_x - J_y}, \\ J_I + J_{II} = J_x + J_y,\quad J_I - J_{II} = \dfrac{J_x - J_y}{\cos 2\varphi}. \end{cases}$$

Für die Trägheitsmomente und das Zentrifugalmoment, bezogen auf ein paralleles Achsensystem, gelten, wenn x_o, y_o die Koordinaten des Ursprungs des neuen Systems in dem ersten Achsensystem sind, die bekannten Formeln

$$(3)\quad J_x = J_{ox} + y_o^2\, \Sigma k',\ J_y = J_{oy} + x^2\, \Sigma k',\ J_{xy} = J_{oxy} + x_o\, y_o\, \Sigma k',$$

worin J_{ox}, J_{oy} und J_{oxy} sich auf das Achsensystem mit dem Mittelpunkt als Ursprung beziehen.

2. Belastungsverteilung auf die Pfähle.

Da die Grundmauer gegenüber der Pfahlgründung als ein starrer Körper betrachtet werden kann, wird die Grundfläche durch die an der Grundmauer angreifende Belastung eine kleine Lagenveränderung erfahren, die im allgemeinen als eine sehr kleine Drehung um eine bestimmte Achse in der Grundebene aufgefaßt werden darf. Diese Achse, die alle Punkte der Grundebene enthält, die bei dieser Bewegung keine Lagenveränderung erfahren, wird im folgenden die Null-Linie für diesen Belastungsfall genannt. Es bezeichne σ den Winkel, um den sich die Grundmauer infolge der Belastung um die Null-Linie dreht, und z (Abb. 2) den Abstand eines beliebigen Pfahles mit der relativen Tragkraft k' von dieser Linie. Die Beanspruchung S eines Pfahles in seiner Längsrichtung ist, da für kleine Werte σ, wie hier, $\operatorname{tg}\sigma = \sigma$ gesetzt werden kann,

$$S = k'\, s = k'\, z\, \sigma.$$

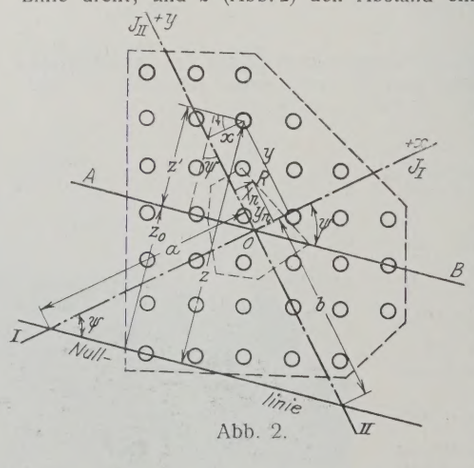


Abb. 2.

Denken wir uns eine Achse AB durch den Mittelpunkt O der Pfahlgründung parallel zur Null-Linie und bezeichnen mit z' den Abstand eines Pfahles von dieser Achse, sowie mit z_o den Abstand des Mittelpunktes von der Null-Linie, so kann die letzte Formel auch geschrieben werden:

$$(4)\qquad S = k'\,(z' + z_o)\,\sigma,$$

woraus hervorgeht, daß die Beanspruchung eines Pfahles in seiner Längsrichtung ausgedrückt werden kann als eine lineare Funktion des Abstandes des Pfahles von einer Geraden durch den Mittelpunkt der Pfahlgründung.

Die Beanspruchung in der Querrichtung des Pfahles ist im vorliegenden Falle immer gleich Null, da eine seitliche Verschiebung des Pfahlkopfes in diesem Falle nicht auftritt.

[1] Vergl. E. Jacoby, Zur Berechnung von Pfahlrostgründungen. Österr. Wochenschr. f. d. öffentl. Baudienst, Jahrgang XV, 1909, S. 340 u. 1909.

[2] O. Colberg, Bestimmung der Einzelpfahllasten bei einseitiger Belastung von Gründungsplatten. Der Bauingenieur 1925, Heft 1, S. 25.

3. Zusammenhang zwischen der Belastung und der Beanspruchung der Pfähle.

Die Grundmauer muß unter dem Einfluß der Belastungsresultierenden R und der Widerstände, die die Pfähle auf die Mauer ausüben, im Gleichgewicht sein. Diese Widerstände sind gleich den entsprechenden Beanspruchungen der Pfähle, aber diesen genau entgegengesetzt. Man erhält daher gemäß den allgemeinen Gleichgewichtsbedingungen, bezüglich der den Pfählen parallelen Kräfte

$$R = \Sigma S,$$

sowie mit der x- und y-Achse als Momentenachse

$$Ry_r = \Sigma Sy, \quad Rx_r = \Sigma Sx,$$

worin x_r und y_r die Koordinaten der Belastungsresultierenden und x und y die Koordinaten der Pfähle, bezogen auf das in der Grundebene gelegene Achsensystem Oxy, bedeuten.

ψ bezeichne den Winkel, den die Null-Linie mit der x-Achse bildet. Aus Abb. 2 folgt

$$z' = x \sin\psi + y \cos\psi,$$

sowie nach Einsetzen in (4):

$$S = k'\,\sigma\,(x \sin\psi + y \cos\psi + z_o). \tag{5}$$

Wird dieser Ausdruck für S in die Gleichgewichtsbedingungen eingesetzt, so können diese geschrieben werden:

$$\begin{aligned} R &= z_o\,\sigma\,\Sigma k' \;+\sigma \sin\psi\,\Sigma k'\,x \;+\sigma\cos\psi\,\Sigma k'\,y,\\ Ry_r &= z_o\,\sigma\,\Sigma k'\,y + \sigma\sin\psi\,\Sigma k'\,xy + \sigma\cos\psi\,\Sigma k'\,y^2,\\ Rx_r &= z_o\,\sigma\,\Sigma k'\,x + \sigma\sin\psi\,\Sigma k'\,x^2 + \sigma\cos\psi\,\Sigma k'\,xy. \end{aligned}$$

Diese Gleichungen werden bedeutend vereinfacht, wenn man annimmt, daß die x- und y-Achsen mit den Mittelachsen der Pfahlgründung zusammenfallen. Bezogen auf diese ist nämlich:

$$\Sigma k'\,x = 0, \quad \Sigma k'\,y = 0, \quad \Sigma k'\,y^2 = J_{\mathrm{I}}, \quad \Sigma k'\,x^2 = J_{\mathrm{II}};$$

setzt man weiter $\Sigma k' = K'$, so können die Gleichungen einfacher geschrieben werden:

$$\left\{\begin{aligned} R &= z_o\,\sigma\,K'\\ Ry_r &= \sigma\cos\psi\,J_{\mathrm{I}}\\ Rx_r &= \sigma\sin\psi\,J_{\mathrm{II}}. \end{aligned}\right. \tag{6}$$

Hieraus ergibt sich:

$$z_o = \frac{R}{\sigma K'}, \quad \cos\psi = \frac{Ry_r}{\sigma J_{\mathrm{I}}}, \quad \sin\psi = \frac{Rx_r}{\sigma J_{\mathrm{II}}},$$

sowie nach Einsetzen in (5)

$$S = k'\left(\frac{R}{K'} + \frac{Ry_r\,y}{J_{\mathrm{I}}} + \frac{Rx_r\,x}{J_{\mathrm{II}}}\right). \tag{7}$$

Diese Gleichung gibt den Zusammenhang zwischen der Belastung und der Beanspruchung eines Pfahles mit der relativen Tragkraft k' und den Koordinaten x und y, bezogen auf die Hauptachsen der Pfahlgründung. Sie hat denselben Aufbau wie die bekannte Gleichung für die Spannungsverteilung in einem gegen Zug und Druck widerstandsfähigen Baustoff. Infolgedessen gelten bezüglich der Lage der Null-Linie und der Belastungsresultierenden zueinander dieselben Gleichungen, nach denen auch der Begriff der Kernfläche sinngemäß auf eine Pfahlgründung angewandt werden kann. Für den besonderen Fall, daß die Pfahlgründung eine Symmetrieebene hat und die Belastungsresultierende in dieser Ebene liegt, vereinfacht sich die angegebene Gl. 7 und geht über in

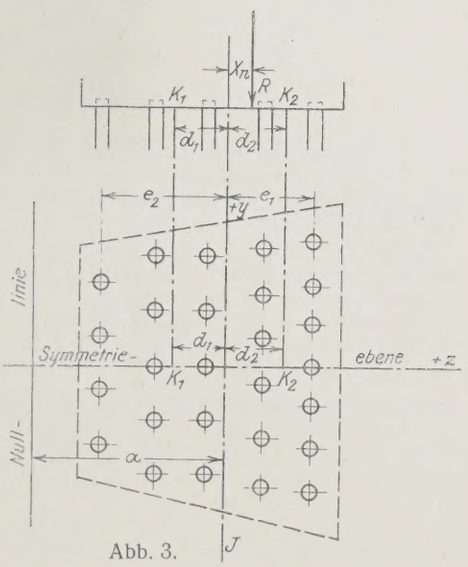


Abb. 3.

$$S = k'\left(\frac{R}{K'} + \frac{Rx\,x_r}{J}\right). \tag{8}$$

Sind insbesondere die Pfähle rechtwinklig zu der Symmetrieebene angeordnet, so findet man die entsprechenden Beanspruchungen aus den Gleichungen

$$S_{\max} = \frac{R}{n} + \frac{Rx_r\,e_1}{J} \quad \text{und} \quad S_{\min} = \frac{R}{n} - \frac{Rx_r\,e_2}{J}. \tag{9}$$

Hierbei bedeuten e_1 und e_2 jeweils die Entfernung der äußersten Pfahlreihen von der Null-Linie (Abb. 3).

4. Lage der Null-Linie und der Belastungsresultierenden zueinander. Kern der Pfahlgründung. Vereinfachung der Formeln.

Sollte die Berechnung ergeben, daß einige der Pfähle auf Zug beansprucht werden, ohne so in der Grundmauer verankert zu sein, daß sie Zugspannungen übertragen können, dann muß die Berechnung unter Fortlassung dieser Pfähle wiederholt werden, da bei der Ableitung der Formel vorausgesetzt wurde, daß sämtliche Pfähle zur Übertragung der Belastung herangezogen werden. Zeigt es sich, daß nach der neuen Berechnung kein Pfahl mehr auf Zug beansprucht wird, so können die neuen Werte für die Beanspruchungen als die richtigen angesehen werden; im anderen Fall muß die Rechnung wiederholt werden, bis man für zwei aufeinander folgende Berechnungen ausschließlich Druckbeanspruchung für dieselben Pfähle bekommt. Auch in dem Falle, wo die Pfähle, die nach der ersten Berechnung Zugbeanspruchungen erhalten, in der Grundmauer verankert sein sollten, muß in gewissen Fällen die Berechnung wiederholt werden, nämlich dann, wenn, wie es oft vorkommt, die relative Tragkraft der auf Zug beanspruchten Pfähle kleiner ist als die der auf Druck beanspruchten, und man diesen Umstand bei der ersten Berechnung nicht berücksichtigt hat.

5. Vorteilhafteste Anordnung einer Pfahlgründung.

Unter der Annahme, daß alle Pfähle die gleiche Tragfähigkeit haben, ergibt sich aus dem Vorhergehenden, daß die Anordnung der Pfähle dann am besten so ausgeführt wird, daß der Schwerpunkt der Pfahlgründung in der Angriffslinie der Belastungsresultierenden liegt, da dann alle Pfähle derselben Beanspruchung unterworfen sind, d. h. daß die Pfahlgründung sozusagen gleich stark wird.

Bei wechselnder Belastung, z. B. bei den Pfahlgründungen für die Widerlager einer Brücke, sowie bei den Gründungen für gewöhnliche Kaimauern, wo die Belastungsresultierende für die verschiedenen Belastungsfälle dauernd andere Lagen einnimmt, ist es unmöglich, für alle vorkommenden Belastungsfälle eine solche Anordnung zustande zu bringen; unter solchen Verhältnissen muß man sich darauf beschränken, die Pfahlgründung für den ungünstigsten Belastungsfall so stark wie möglich zu machen, wobei man selbstverständlich darauf achten muß, daß unter allen Umständen die größte Beanspruchung der Pfähle das zulässige Maß nicht überschreitet. Wenn, wie es oft bei Brückenpfeilern und Fabrikschornsteinen vorkommt, die Belastungsresultierende in ihren äußersten, gerade entgegengesetzten Grenzlagen die gleiche Größe hat, ist es natürlich das Beste, die Pfahlgründung symmetrisch zur Mittellage der Resultierenden anzuordnen, und das einzige, was dabei gemacht werden kann, ist den Unterschied zwischen $S_{\max}$ und $S_{\min}$ so klein wie möglich zu halten. Für dieselbe Anzahl Pfähle erzielt man dies im allgemeinen, wenn man die Pfähle so verteilt, daß das Trägheitsmoment der Pfahlgründung so groß wie möglich wird, was man praktisch dadurch erreicht, daß man die Pfähle am Umkreise der Pfahlgründung so dicht wie möglich anbringt, während man die Pfähle näher am Mittelpunkte entsprechend weiter auseinanderstellt. Die Richtigkeit dieser Regel geht ohne weiteres aus Gl. 8 hervor, aus der man ersieht, daß der Einfluß der Exzentrizität auf die Beanspruchung der Pfähle in demselben Grade kleiner wird, wie das Trägheitsmoment der Pfahlgründung wächst.

Werden Pfähle von verschiedener Tragfähigkeit verwendet, so müssen natürlich die stärkeren in größerem Abstande vom Mittelpunkt angebracht werden als die schwächeren, denn dies trägt ebenfalls dazu bei, daß das Trägheitsmoment seine größten Werte erhält.

6. Verschiebungen der Grundmauer.

In dem vorliegenden Falle, wo die Pfähle untereinander und zur Belastungsresultierenden parallel sind, können von der Belastung nur solche Verschiebungen hervorgerufen werden, die durch die Drehung der Grundfläche um die Null-Linie bedingt sind.

Aus dem Gleichungssystem 6 erhält man

$$\sigma\cos\psi = \frac{Ry_r}{J_{\mathrm{I}}}, \quad \sigma\sin\psi = \frac{Rx_r}{J_{\mathrm{II}}}$$

oder, nach Quadrieren und Addieren sowie unter Berücksichtigung, daß $\sin^2\psi + \cos^2\psi = 1$ ist,

$$\sigma = R\sqrt{\left(\frac{x_r}{J_{\mathrm{II}}}\right)^2 + \left(\frac{y_r}{J_{\mathrm{I}}}\right)^2}. \tag{10}$$

Würde im besonderen Falle $J_{\mathrm{I}} = J_{\mathrm{II}} = J$, vereinfacht sich der Ausdruck für

$$\sigma = \frac{R}{J}\sqrt{(x_r)^2 + (y_r)^2},$$

oder, wenn der Abstand der Resultierenden vom Mittelpunkte mit r bezeichnet wird, wobei $r^2 = x_r^2 + y_r^2$ ist,

$$\sigma = \frac{R\,r}{J}. \tag{10a}$$

Die Lage der Null-Linie bestimmt sich nach den bekannten Gleichungen, ihr Abstand vom Mittelpunkte der Pfahlgründung nach der obersten Gleichung in 6, wonach ist

$$z_o = \frac{R}{\sigma K'}$$

oder, wenn der Wert für σ eingesetzt wird, und $J_I = J_{II} = J$ ist,

$$z_o = \frac{J}{K' r}. \tag{11}$$

Da die Bewegung der Grundmauer durch den Drehungswinkel σ und die Drehachse, d. h. die Null-Linie bestimmt ist, ist es nicht schwierig, die Verschiebungen einzelner Punkte näher zu berechnen.

7. Beispiele.

1. Bei der in Abb. 4 angegebenen Pfahlgründung $ABCDEF$ ist der Pfahlabstand konstant $c = 0{,}8$ m, und die relativen Tragfähigkeiten für alle Pfähle sind gleich. Die Belastungsresultierende R beläuft sich auf 200 t und wirkt in einer ihrer unvorteilhaftesten Lagen im Abstande $2c = 1{,}6$ m und $4c = 3{,}2$ m von den Mittellinien für die Pfahlreihen AB und AF, die als rechtwinklig zueinander angenommen werden. Es sind für diesen Fall die Beanspruchungen der Eckpfähle $A, B \ldots . F$ zu bestimmen.

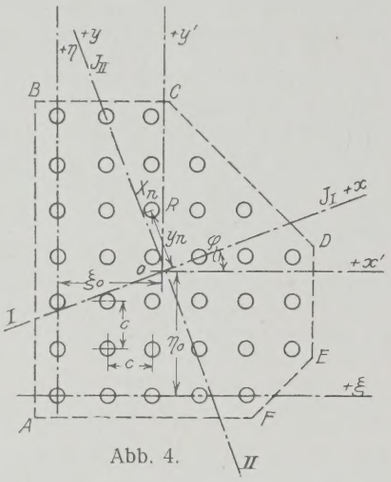


Abb. 4.

Zuerst stellen wir den Mittelpunkt und die Hauptachse der Pfahlgründung fest.

Setzt man die relative Tragkraft der Pfähle gleich 1, legt den Ursprung des Koordinatensystems zunächst in den Mittelpunkt des Eckpfahles A und wählt als Achsen die Mittellinien der Pfahlreihe AB und AF, so hat man für die Bestimmung des Mittelpunktes der Pfahlgründung im Achsensystem $A\xi\eta$ (2):

$$\Sigma k' = 35 = \text{Anzahl der Pfähle}$$

$$\text{(I)} \quad \begin{cases} \xi_o = \dfrac{\Sigma k'\xi}{\Sigma k'} = \dfrac{7c + 7\cdot 2c + 6\cdot 3c + 5\cdot 4c + 3\cdot 5c}{35} = 2{,}11\,c, \\ \eta_o = \dfrac{\Sigma k'\eta}{\Sigma k'} = \dfrac{6c + 6\cdot 2c + 6\cdot 3c + 5\cdot 4c + 4\cdot 5c + 3\cdot 6c}{35} = 2{,}69\,c. \end{cases}$$

Weiter haben wir die Trägheitsmomente, bezogen auf die Koordinatenachsen:

$$\text{(II)} \quad \begin{cases} J\eta = \Sigma k'\xi^2 = 7c^2 + 7(2c)^2 + 6(3c)^2 + 5(4c)^2 + 3(5c)^2 = 244\,c^2, \\ J\xi = \Sigma k'\eta = 6c^2 + 6(2c)^2 + 6(3c)^2 + 5(4c)^2 + 4(5c)^2 + 3(6c)^2 = 372\,c^2, \end{cases}$$

sowie das Zentrifugalmoment — wobei die einzelnen Glieder die Momente für die einzelnen der η-Achse parallelen Pfahlreihen bedeuten —

$$C'\xi\eta = 7\cdot c\cdot 3c + 7\cdot 2c\cdot 3c + 6\cdot 3c\cdot 2{,}5c + 5\cdot 4c\cdot 2c + 3\cdot 5c\cdot 2c = 178\,c^2.$$

Wir denken uns nun das Achsensystem parallel mit sich selbst verschoben, so daß der Ursprung mit dem Mittelpunkte der Pfahlgründung zusammenfällt, und berechnen die Trägheitsmomente und das Zentrifugalmoment, bezogen auf die Achsen in dieser neuen Lage. Nach (3) erhalten wir, bezogen auf das Achsensystem $Ox'y'$:

$$\begin{aligned} J'y &= J\eta - \xi_o \Sigma k' = 244\,c^2 - 35\,(2{,}11\,c)^2 = 88{,}18\,c^2, \\ J'x &= J\xi - \eta_o \Sigma k' = 372\,c^2 - 36\,(2{,}69\,c)^2 = 118{,}74\,c^2, \\ C'xy &= C\eta\xi - \xi_o\eta_o\Sigma k' = 178\,c^2 - 2{,}11\,c\cdot 2{,}69\,c\cdot 35 = -20{,}66\,c^2. \end{aligned}$$

Die Lage der Mittelachsen wird bestimmt durch den Winkel φ, den die erste Hauptachse mit der x'-Achse bildet. Es ist nach (2):

$$\operatorname{tg} 2\varphi = \frac{2\,C'xy}{J_x' - J_y'} = -\frac{-2\cdot 20{,}66\,c^2}{118{,}74\,c^2 - 88{,}18\,c^2} = +1{,}352.$$

Der kleinste Wert für 2φ ist

$$2\varphi = 53^\circ\ 32', \text{ folglich } = 26^\circ\ 46'.$$

Zur Bestimmung der Trägheitsmomente, bezogen auf die Hauptachsen, hat man lt. (3):

$$\begin{aligned} J_I + J_{II} &= J_x' + J_y' = 118{,}74\,c^2 + 88{,}18\,c^2 = 206{,}92\,c^2, \\ J_I - J_{II} &= \frac{J_x' - J_y'}{\cos 2\varphi} = \frac{118{,}74\,c^2 - 88{,}18\,c^2}{0{,}5946} = 51{,}40\,c^2 \\ J_I &= \frac{206{,}92 + 51{,}40}{2}\,c^2 = 129{,}16\,c^2, \\ J_{II} &= \frac{206{,}92 - 51{,}40}{2}\,c^2 = 77{,}76\,c^2. \end{aligned}$$

Um die Beanspruchung der Pfähle berechnen zu können, muß man auch die Koordinaten der Pfähle und die der Belastungsresultierenden, bezogen auf die Hauptachsen, kennen. Bei der praktischen Berechnung erhält man diese Koordinaten am einfachsten durch Abgreifen aus der Zeichnung, nachdem man die Hauptachsen dort eingetragen hat. Rein analytisch kann man ohne Schwierigkeit auch die Koordinaten mit Hilfe der gewöhnlichen Formeln für Koordinatentransformation erhalten:

$$x' = \xi - \xi_o, \quad y' = \eta - \eta_o;$$

$$x = x'\cos\varphi + y'\sin\varphi, \quad y = y'\cos\varphi - x'\sin\varphi.$$

Die Berechnung der Beanspruchungen der Eckpfähle geschieht hierauf mittels der Formel 7

$$S = \frac{R}{n} + \frac{R x_r x}{J_{II}} + \frac{R y_r y}{J_I}.$$

Die Ergebnisse sind in der folgenden Tabelle niedergelegt.

Tabelle der Koordinaten und Beanspruchungen der Eckpfähle.

	Koordinaten						Beanspruchungen
	ξ	η	x'	y'	x	y	
A . . .	0	0	−2,11	−2,69	−3,09	−1,45	− 0,8
B . . .	0	+6	−2,11	−3,31	−0,39	+3,91	+12,3
C . . .	+2	+6	−0,11	+3,31	+1,39	+3,01	+12,9
D . . .	+5	+3	+2,89	+0,31	+2,72	−1,02	+ 7,3
E . . .	+5	+1	+2,89	−1,69	+1,82	−2,81	+ 2,9
F . . .	+4	0	+1,89	−2,69	+0,48	−3,25	+ 0,4
R . . .	+2	+4	−0,11	+1,31	+0,49	+1,17	—
	c	c	c	c	c	c	t

Nach Ermittlung der Beanspruchungen der Eckpfähle können auch die Beanspruchungen der übrigen Pfähle am Umfange der Pfahlgründung als bekannt angesehen werden, da die Beanspruchung dieser Pfähle nach (4) und (5) als eine lineare Funktion der Pfahlkoordinaten betrachtet werden kann.

Die Abb. 5, bei der die Mittellinien der Pfähle in derselben Ebene liegend gedacht sind, zeigt, wie für den gegebenen Belastungsfall die Beanspruchungen sich zwischen $S_{min} = -0{,}8$ t für Pfahl A und $S_{max} = 12{,}9$ t für Pfahl C verändern.

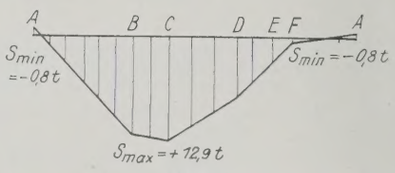


Abb. 5.

2. Abb. 6 zeigt Querschnitt und Plan einer Grundmauer auf Pfählen für einen kleineren Hausbau. Die lotrechte Belastung, die auf die Pfähle wirkt, beträgt 10 t für 1 lfd. m der Mauer. Auf Grund fehlerhafter Ausführung fällt die Belastungsresultierende in einem Abstande von 0,2 m seitlich von der Mittellinie der Pfahlgründung, anstatt in diese. S_{max} und S_{min} sind zu berechnen.

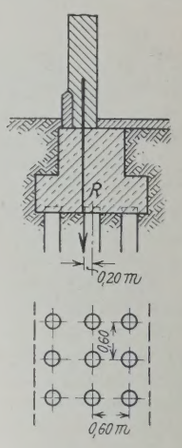


Abb. 6.

Wir betrachten einen Mauerabschnitt, der gleich dem Pfahlabstande $= 0{,}6$ m ist, und wenden Gl. 9 an. Es ist $R = 0{,}6\cdot 10 = 6$ t, $x_r = 0{,}2$ m, sowie — unter Annahme, daß alle Pfähle dieselbe relative Tragkraft haben — $n = 3$, $J = \Sigma x^2 = 2\cdot 0{,}6^2 = 0{,}72$ m, $e_1 = e_2 = 0{,}6$ m, und wir erhalten

$$S_{max} = \frac{6}{3} + \frac{6\cdot 0{,}2\cdot 0{,}6}{0{,}72} = 3\text{ t},$$

$$S_{min} = \frac{6}{3} - \frac{6\cdot 0{,}2\cdot 0{,}6}{0{,}72} = 1\text{ t},$$

während die mittlere Pfahlbelastung gleich $6/3 = 2$ t ist.

3. Bei einer Stützmauer auf Pfählen (Abb. 7) hat die Belastungsresultierende sowohl vor als auch nach der Aufschüttung der Erde hinter der Mauer die in der Zeichnung angegebene Lage. Anstatt die Pfähle, wie gewöhnlich, in gleichem Abstande zu verlegen, Fall I, wird vorgeschlagen, die Pfahlgründung mit verschiedenen Abständen, Fall II, auszuführen, um die Pfahlgründung möglichst gleich stark zu machen. Für die fertige Mauer beträgt $R = 33$ t für 1 m der Mauerlänge und, solange die Erdauffüllung noch nicht angebracht ist, 25 t/m. Man berechne

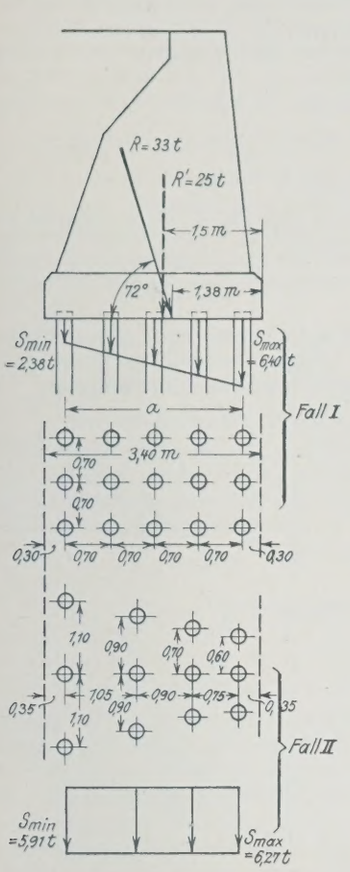


Abb. 7.

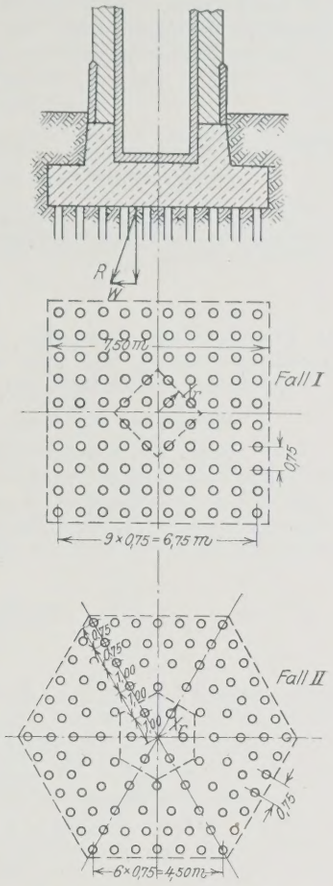


Abb. 8.

S_{max} und S_{min} für beide Fälle unter der Annahme, daß alle Pfähle dieselbe relative Tragfähigkeit haben, und gebe die Ersparnis an Pfählen an, die nach Ausführung der Pfahlgründung nach Fall II erzielt wird.

Für Fall I ist die Anzahl der Pfähle auf die Längeneinheit der Mauer:

$$n = \frac{5}{0{,}7} = 7{,}14 \text{ St.},$$

das Trägheitsmoment

$$J = \frac{1}{0{,}7} \cdot 2\,[0{,}7^2 + (2 \cdot 0{,}7)^2] = 7{,}0 \text{ m}^2,$$

$$e_1 = e_2 = 2 \cdot 0{,}7 = 1{,}4 \text{ m}, \; x_r = 0{,}32 \text{ m}.$$

Für die fertige Mauer erhält man die Beanspruchung der Pfähle in der Längsrichtung nach (9):

$$S_{max} = \frac{33 \cdot \sin 72^\circ}{7{,}14} + \frac{33 \cdot \sin 72^\circ \cdot 0{,}32 \cdot 1{,}4}{7} = 4{,}39 + 2{,}01 = 6{,}40 \text{ t},$$

$$S_{min} = \frac{33 \cdot \sin 72^\circ}{7{,}14} - \frac{33 \cdot \sin 72^\circ \cdot 0{,}32 \cdot 1{,}4}{7} = 4{,}39 - 2{,}01 = 2{,}38 \text{ t}.$$

Für Fall II ist die Anzahl der Pfähle für die fertige Mauer

$$n = \frac{1}{0{,}6} + \frac{1}{0{,}7} + \frac{1}{0{,}9} + \frac{1}{1{,}1} = 5{,}12 \text{ St.}$$

Zur Bestimmung der Lage des Mittelpunktes, bezogen auf die Mittellinie der äußersten rechten Pfahlreihe, ist

$$5{,}12 \cdot x_o = \frac{0{,}75}{0{,}7} + \frac{1{,}65}{0{,}9} + \frac{2{,}7}{1{,}1},$$

woraus man erhält

$$x_o = 1{,}05 \text{ m}.$$

Das Trägheitsmoment, bezogen auf dieselbe Linie, ist

$$J' = \frac{0{,}75^2}{0{,}7} + \frac{1{,}65^2}{0{,}9} + \frac{2{,}7^2}{1{,}1} = 10{,}45 \text{ m}^2.$$

Das Trägheitsmoment, bezogen auf die Parallele zu dieser Linie durch den Mittelpunkt, ist

$$J = J' - n\,x_o^2 = 10{,}456 - 5{,}12 \cdot 1{,}05^2 = 4{,}81 \text{ m}^2;$$

$$e_1 = x_o = 1{,}05 \text{ m}, \; e_2 = 2{,}7 - 1{,}05 = 1{,}65 \text{ m};$$

$$x_r = 1{,}05 - (1{,}38 - 0{,}35) = 0{,}02 \text{ m}.$$

Nach Einsetzen in (9) erhält man für die zu den Pfählen parallele Komponente von R

$$S_{max} = \frac{33 \cdot \sin 72^\circ}{5{,}12} + \frac{33 \cdot \sin 72^\circ \cdot 0{,}02 \cdot 1{,}05}{4{,}81} = 6{,}13 + 0{,}14 = 6{,}27 \text{ t}$$

$$S_{min} = \frac{33 \cdot \sin 72^\circ}{5{,}12} - \frac{33 \cdot \sin 72^\circ \cdot 0{,}02 \cdot 1{,}65}{4{,}81} = 6{,}13 - 0{,}22 = 5{,}91 \text{ t}.$$

Für die Mauer hat man, bevor die Erdauffüllung hinter der Mauer angebracht ist, da in diesem Falle $x_r = -0{,}1$ ist, wobei die Resultierende auf die andere Seite des Mittelpunktes fällt als bei der fertigen Mauer,

$$S_{max} = \frac{25}{5{,}12} + \frac{25 \cdot 0{,}1 \cdot 1{,}65}{4{,}81} = 4{,}88 + 0{,}86 = 5{,}74 \text{ t}$$

$$S_{min} = \frac{25}{5{,}12} - \frac{25 \cdot 0{,}1 \cdot 1{,}05}{4{,}81} = 4{,}88 - 0{,}55 = 4{,}33 \text{ t}.$$

Um die genauere Verteilung der lotrechten Belastung auf die Pfähle zu veranschaulichen, sind diese im Diagramm in Abb. 7 aufgezeichnet, woraus zu ersehen ist, daß im Falle II die Pfahlgründung als annähernd gleich stark betrachtet werden kann. — Die Ersparnisse an Pfählen für den Fall II, ausgedrückt in Prozenten der Pfahlanzahl für Fall I, betragen: $\frac{7{,}14 - 5{,}12}{7{,}14} \cdot 100 = 28{,}3\,\%$, d. h. man kann bei gleich starker Ausführung der Pfahlgründung 28 % der Pfähle sparen, die bei der gewöhnlichen Ausführung mit gleichem Pfahlabstand erforderlich sind.

Im vorhergehenden haben wir nur die lotrechten Komponenten der Belastung berücksichtigt. Die wagerechten Komponenten betragen für die fertige Mauer $33 \cdot \cos 72^\circ = 10{,}2$ t und verteilen sich — da wir angenommen haben, daß die Pfähle senkrecht stehen — gleichmäßig auf die Pfähle in der Querrichtung. Um zu vermeiden, daß die Pfähle eine beträchtliche Beanspruchung in der Seitenrichtung erfahren, können diese bei der Ausführung der Pfahlgründung zweckmäßig gegen die Senkrechte ein wenig geneigt werden, so daß nach Fertigstellung der Mauer die Belastungsresultierende mit den Mittellinien der Pfähle parallel verläuft. — Auf die Berechnung der Beanspruchungen der Pfähle für den Fall, daß diese, um die Seitenkomponente von R besser aufnehmen zu können, schräg gestellt werden, wird im folgendem noch hingewiesen.

4. Wie groß ist die Kernbreite b für eine Pfahlgründung, die, wie im Falle I der vorhergehenden Aufgabe, mit 2, 3, 4 usw. Pfahlreihen ausgeführt ist, ausgedrückt durch den Abstand a der äußersten Pfahlreihen der Pfahlgründung?

Für eine Pfahlgründung mit nur zwei Reihen ist selbstverständlich $b = a$.

Für eine Pfahlgründung mit drei Reihen Pfähle erhält man an Hand von Abb. 6 für einen Abschnitt der Pfahlgründung, der gleich dem Pfahlabstand ist, die Anzahl der Pfähle $n = 3$, das Trägheitsmoment $J = 2\left(\frac{a}{2}\right)^2 = \frac{a^2}{2}$, $e = e_1 = e_2 = {}^1/_2\,a$. Man erhält somit nach (12) für b den doppelten Kernpunktabstand, vom Mittelpunkte aus gerechnet

$$b = 2\,\frac{J}{n\,e} = \frac{2 \cdot a^2 \cdot 2}{2 \cdot 3 \cdot a}; \text{ also } b = {}^2/_3\,a.$$

Für eine Pfahlgründung mit vier Reihen erhält man in derselben Weise:

$$n = 4, \; J = 2\left[\left(\frac{a}{6}\right)^2 + \left(\frac{3a}{6}\right)^2\right] = \frac{2a^2}{36}(1 + 9) = {}^5/_9\,a^2, \; e = \frac{a}{2},$$

also

$$b = 2\,\frac{J}{n\,e} = \frac{2 \cdot 5a^2 \cdot 2}{9 \cdot 4 \cdot a} = {}^5/_9\,a;$$

für $n = 5$, Fall I, ist

$$J = 2\left[\left(\frac{a}{4}\right)^2 + \left(\frac{2a}{4}\right)^2\right] = \frac{2a^2}{16}(1 + 4) = {}^5/_8\,a^2,$$

folglich

$$b = 2\,\frac{J}{n\,e} = \frac{2 \cdot 5a^2 \cdot 2}{8 \cdot 5 \cdot a} = {}^1/_2\,a;$$

für $n = 6$

$$J = 2\left[\left(\frac{a}{10}\right)^2 + \left(\frac{3a}{10}\right)^2 + \left(\frac{5a}{10}\right)^2\right] = \frac{2a^2}{100}(1 + 9 + 25) = {}^7/_{10}\,a^2,$$

also

$$b = 2\,\frac{J}{n\,e} = \frac{2 \cdot 7a^2 \cdot 2}{10 \cdot 6 \cdot a} = {}^7/_{15}\,a.$$

Eine Zusammenstellung der erhaltenen Werte für b, für verschiedene Werte für n bis $n = 10$, gibt folgende Tabelle:

$n =$	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$b =$	a	${}^2/_3\,a$	${}^5/_9\,a$	${}^1/_2\,a$	${}^7/_{15}\,a$	${}^4/_9\,a$	${}^3/_7\,a$	${}^5/_{12}\,a$	${}^{11}/_{27}\,a$

Wie man leicht einsehen kann, vermindert sich b im Verhältnis zu a und nähert sich bei wachsendem n dem Wert ${}^1/_3\,a$.

5. Abb. 8 zeigt verschiedene Anordnungen (Fall I u. II) einer Pfahlgründung für das Fundament eines Fabrikschornsteines.

Durch Winddruck wird eine seitliche Verschiebung des Angriffpunktes der Belastung von der Mittellage von höchstens 0,6 m hervorgerufen.

Die lotrechte Belastung beträgt 650 t. Es ist S_{max} und S_{min} für die Pfähle zu berechnen, ferner sind die Kernlinien für die verschiedenen Anordnungen der Pfahlgründung zu bestimmen.

Infolge der regelmäßigen Verteilung der Pfähle sind die Hauptträgheitsmomente, bezogen auf den Mittelpunkt der Pfahlgründung, gleich groß, daher ist auch das Trägheitsmoment für alle Achsen, die durch den Mittelpunkt gehen, konstant. Eine Folge hiervon ist, daß S_{max} und S_{min} bei den Pfählen auftreten, die im größten Abstande vom Mittelpunkte und auf derselben Geraden durch den Mittelpunkt gelegen sind, wobei der Angriffpunkt der Resultierenden auf dieser Geraden und im größten Abstande vom Mittelpunkte sich befindet.

Für eine Pfahlgründung nach Fall I, deren Grundfläche ein Quadrat ist, ist die Anzahl der Pfähle $n = 100$, das Trägheitsmoment

$$J = 4 \cdot 5 \left[\left(\frac{0{,}75}{2}\right)^2 + \left(3 \cdot \frac{0{,}75}{2}\right)^2 + \left(5 \cdot \frac{0{,}75}{2}\right)^2 + \left(7 \cdot \frac{0{,}75}{2}\right)^2 + \left(9 \cdot \frac{0{,}75}{2}\right)\right]^2$$

$$= 5 \cdot \frac{9}{16}(1 + 9 + 25 + 49 + 81) = \frac{45}{16}\,165 = 464 \text{ m}^2,$$

$$e_1 = e_2 = \frac{9 \cdot 0{,}75}{2}\sqrt{2} = 4{,}77 \text{ m}.$$

Hiernach erhält man $R = 650$ t und $x_r = 0{,}6$ m nach (9):

$$S_{max} = \frac{650}{100} + \frac{650 \cdot 0{,}6 \cdot 4{,}77}{464} = 6{,}5 + 4{,}0 = 10{,}5 \text{ t}$$

$$S_{min} = \frac{650}{100} - \frac{650 \cdot 0{,}6 \cdot 4{,}77}{464} = 6{,}5 - 4{,}0 = 2{,}5 \text{ t}.$$

Für eine Pfahlgründung nach Fall II, deren Grundfläche ein regelmäßiges Sechseck ist, ist die Anzahl der Pfähle $n = 102$, das Trägheitsmoment

$$J = 4 \cdot \sin^2 60° \,(2 \cdot 0{,}75^2 + 2 \cdot 4 \cdot 0{,}75^2 + 2 \cdot 9 \cdot 0{,}75^2 + 2 \cdot 16 \cdot 0{,}75^2 + 2 \cdot 25 \cdot 0{,}75^2 + 36 \cdot 0{,}75^2 + 3 \cdot 1{,}0^2 + 2 \cdot 4 \cdot 1{,}0^2 + 9 \cdot 1{,}0^2) + 2 \sin^2 60° \,(4 \cdot 1{,}0^2 + 2 \cdot 9 \cdot 1{,}0^2 + 4 \cdot 3{,}75^2 + 5 \cdot 4{,}5^2 = 575{,}65 \text{ m},$$

$$e_1 = e_2 = 4{,}5 \text{ m},$$

woraus man für dieselben Werte von R und x_r wie vorher erhält

$$S_{max} = \frac{650}{102} + \frac{650 \cdot 0{,}6 \cdot 4{,}5}{575{,}65} = 6{,}4 + 3{,}1 = 9{,}5 \text{ t}$$

$$S_{min} = \frac{650}{102} - \frac{650 \cdot 0{,}6 \cdot 4{,}5}{575{,}65} = 6{,}4 - 3{,}1 = 3{,}3 \text{ t}.$$

Daß man in Fall II ein nicht unwesentlich besseres Ergebnis als in Fall I erhält, beruht offenbar in erster Linie auf dem größeren Trägheitsmoment, das man im erstgenannten Fall erhält, da dort die Pfähle am Umfange dichter liegen als in der Mitte.

Zur Bestimmung der Kernlinie (in Abb. 8 mit punktierten Linien eingezeichnet) können wir uns am einfachsten der Gl. 11 bedienen:

$$x_r = \frac{J}{n\,a},$$

worin x_r den kleinsten Abstand der Kernlinie vom Mittelpunkte und a den der Eckpfähle vom gleichen Punkte bezeichnen.

Man erhält

$$\text{für Fall I} \quad x_r = \frac{464}{100 \cdot 4{,}77} = 0{,}97 \text{ m},$$

$$\text{„ „ II} \quad x_r = \frac{575{,}65}{102 \cdot 4{,}5} = 1{,}25 \text{ m},$$

woraus hervorgeht, daß der Kernpunktabstand für die Pfahlgründung nach Fall II um rd. 30% größer ist als für die nach Fall I ausgeführte.

Anstatt die Pfahlgründung in Form eines regelmäßigen Sechsecks auszuführen, kann man natürlich mit ungefähr dem gleichen Ergebnis die kreisrunde Form anwenden, obgleich man dann die Pfähle nicht ebenso regelmäßig anordnen kann, wie im Quadrat und im Sechseck. Jedenfalls kommt es weniger auf die Form an, die man für die Grundfläche wählt, als vielmehr darauf, daß man das Trägheitsmoment der Pfahlgründung vergrößert, indem man die Pfähle soweit wie möglich vom Mittelpunkte entfernt verlegt.

6. Für die Annahme, daß die Pfahlgründung des obenerwähnten Fabrikschornsteins mit 12 m langen Pfählen von 20 cm mittlerem Durchmesser ausgeführt wird, die durch losen Boden bis auf festen Boden reichen, ist die Seitenverschiebung zu berechnen, die das obere Ende des Schornsteins durch den Winddruck und auf Grund der elastischen Nachgiebigkeit der Pfahlgründung erfährt, wenn die Höhe des Schornsteins 15 m beträgt. — Das Elastizitätsmaß des Pfahlholzes sei $E = 100\,000$ kg/cm². Dann ist die relative Tragkraft der Pfähle in ihrer Längsrichtung

$$k' = \frac{EF}{L} = \frac{100\,000 \cdot \pi \cdot 20^2}{4 \cdot 1200} = 26\,167 \text{ kg/cm} = 26{,}167 \text{ t/cm}$$

sowie nach Formel 10a der Drehwinkel für die Grundmauer $\operatorname{tg}\sigma = R\,r/J$, wo $Rr = 650 \cdot 0{,}6$ t/m $= 39\,000$ t/cm ist, und unter der Voraussetzung, daß $k' = l$ ist, im Falle I, $J = 464$ m² $= 4\,640\,000$ cm².

Wir erhalten somit, wenn das Fundament des Schornsteins nach Fall I ausgeführt wird, und wenn wir beachten, daß in den Ausdruck für das Trägheitsmoment k' mit seinem wirklichen Wert eingesetzt werden muß,

$$\sigma = \frac{39\,000}{26\,167 \cdot 4\,640\,000} \approx \frac{1}{3000}$$

sowie die seitliche Verschiebung des oberen Endes des Schornsteins

$$\delta_I \approx 15\,000 \cdot \frac{1}{3000} \approx 5 \text{ mm}.$$

Führen wir dagegen das Fundament nach Fall II aus, so erhalten wir auf Grund des größeren Trägheitsmomentes

$$\delta_{II} \approx 4 \text{ mm}.$$

II. Pfahlgründung mit einer Symmetrieebene und dieser Ebene parallelen Pfählen, die aber im übrigen beliebig gerichtet sind, sowie mit den Pfählen gelenkig verbundener Grundmauer.

1. Mittelpunkt und Trägheitsmoment; Hauptachsen usw.

Auf Grund der vorausgesetzten Symmetrie haben die symmetrisch gelegenen Pfähle in ihrer Hauptrichtung die gleiche relative Tragkraft, und wirkt die an der Grundmauer angebrachte Belastung symmetrisch zur Symmetrieebene der Pfahlgründung, so daß die Angriffsgerade der Belastungsresultierenden in dieser Ebene liegt.

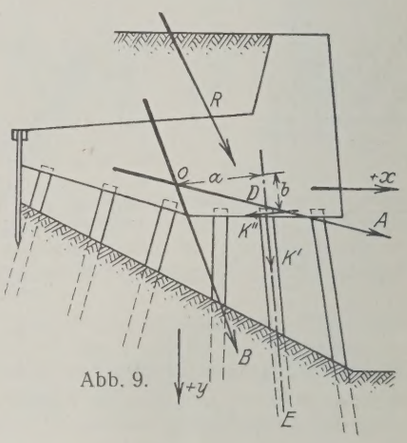


Abb. 9.

Es seien OA und OB in Abb. 9 die Lagen, die die Belastungsresultierende einnehmen muß, damit die Pfahlgründung durch ihre Einwirkung parallel mit sich selbst längs zweier rechtwinkligen, aber im übrigen beliebigen Richtungen, der x- und y-Richtungen, verschoben wird, die parallel zur Symmetrieebene der Pfahlgründung angenommen werden. Der Schnittpunkt von OA und OB sei O. Der Punkt O, der ebenso wie OA und OB in die Symmetrieebene fallen muß, hat dann die Eigenschaft, daß jede Kraft, die an der Mauer angebracht wird, und deren Angriffsgerade durch O geht, eine Parallelbewegung der Mauer hervorruft.

Eine solche Kraft kann nämlich jederzeit in zwei Komponenten zerlegt werden, die längs OA und OB wirken, und diese Komponenten rufen jede für sich eine Parallelbewegung hervor, die zusammengesetzt der Anlaß einer Parallelbewegung sind.

Der Schnittpunkt O von OA und OB, dessen Lage unabhängig von der x- und y-Richtung ist und nur von der Beschaffenheit der Pfahlgründung abhängt, wird der Mittelpunkt der Pfahlgründung genannt. Für den Sonderfall, daß die Pfähle untereinander parallel sind und die Grundfläche eben ist und senkrecht zu den Pfählen liegt, fällt dieser Punkt offensichtlich mit dem zusammen, den wir in diesem Falle den Mittelpunkt der Pfahlgründung genannt haben.

Es bezeichnen k' und k'' die relativen Tragkräfte für einen Pfahl DE im allgemeinen, bezogen auf die Hauptrichtung des Pfahles (Abb. 9), und a und b die Hebelarme dieser Kräfte, bezogen auf eine Achse, die z-Achse, die in O senkrecht auf der Symmetrieebene der Pfahlgründung steht.

Die Hilfsgröße $J = \Sigma\, k'\, a^2 + \Sigma\, k''\, b^2$ wird das Trägheitsmoment der Pfahlgründung, bezogen auf diese Achse oder den Punkt O, genannt.

Wir nahmen an, daß die x- und y-Richtungen zwar rechtwinklig aufeinander stehen, aber im übrigen beliebig gerichtet sind; im allgemeinen fallen also die Richtungen von OA und OB nicht mit diesen Richtungen zusammen. Im folgenden soll jedoch bewiesen werden, daß die x- und y-Richtungen jederzeit so gewählt werden können, daß OA und OB in ihren Richtungen mit jenen übereinstimmen; OA und OB werden in diesem Falle die Hauptachsen der Pfahlgründung genannt. Als eine dritte Hauptachse kann die durch O senkrecht zur Symmetrieebene der Pfahlgründung gehende Gerade betrachtet werden.

Unter der relativen Tragkraft einer Pfahlgründung, bezogen auf eine Richtung, verstehen wir die Kraft, mit der die Belastungsresultierende in

Größe, Richtung und Angriffspunkt übereinstimmen muß, damit die Grundmauer durch ihre Einwirkung eine Parallelverschiebung in der betreffenden Richtung erfährt, die gleich der Längeneinheit ist.

Die relative Tragkraft der Pfahlgründung, bezogen auf die x- und y-Richtungen, bezeichnen wir mit R_a und R_b.

2. Analytische Berechnung von R_a und R_b und Bestimmung des Mittelpunktes und der Hauptachsen der Pfahlgründung.

Für die Berechnung von R_a und R_b setzen wir die Pfahlgründung in Beziehung zu einem rechtwinkligen Achsensystem $O-xyz$, dessen Ursprung eine beliebige Lage hat, und dessen xy-Ebene mit der Symmetrieebene der Pfahlgründung zusammenfällt (Abb. 10).

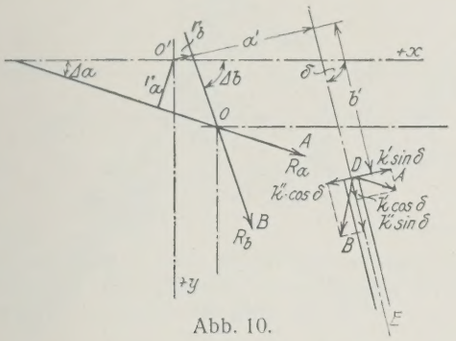


Abb. 10.

Es bezeichnen k' und k'' wie oben die relative Tragkraft eines Pfahles DE in seinen Hauptrichtungen, δ den Winkel, den die Pfahlrichtung DE, und $\measuredangle_a$ und $\measuredangle_b$ die Winkel, die die relativen Tragkräfte R_a und R_b mit der positiven x-Richtung bilden. Da für eine Verschiebung des Pfahlkopfes in der x-Richtung um eine Längeneinheit der Pfahl in seinen Hauptrichtungen den Beanspruchungen $k' \cos\delta$, $k'' \sin\delta$ ausgesetzt ist, sowie bei einer ebenso großen Verschiebung in der y-Richtung den Beanspruchungen $k' \sin\delta$, $k'' \cos\delta$, erhält man für die Projektionen auf die x-Achse

$$R_a \cos\measuredangle_a = \Sigma k' \cos^2\delta + \Sigma k'' \sin^2\delta = R_{ax},$$
$$R_b \cos\measuredangle_b = \Sigma k' \sin\delta\cos\delta - \Sigma k'' \cos\delta\sin\delta = R_{bx},$$

für die Projektionen auf die y-Achse

$$R_a \sin\measuredangle_a = \Sigma k' \cos\delta\sin\delta - \Sigma k'' \sin\delta\cos\delta = R_{ay},$$
$$R_b \sin\measuredangle_b = \Sigma k' \sin^2\delta + \Sigma k'' \cos^2\delta = R_{by}.$$

Daraus folgt

$$R_a = \sqrt{R_{ax}^2 + R_{ay}^2}, \quad R_b = \sqrt{R_{bx}^2 + R_{by}^2}$$

sowie zur Bestimmung von R_a und R_b

$$\cos\measuredangle_a = \frac{R_{ax}}{R_a}, \quad \sin\measuredangle_a = \frac{R_{ax}}{R_a} \text{ und } \cos\measuredangle_b = \frac{R_{bx}}{R_b}, \quad \sin\measuredangle_b = \frac{R_{by}}{R_b}.$$

Die Angriffsgeraden OA und OB für R_a und R_b und damit auch deren Schnittpunkt, d. h. der Mittelpunkt O der Pfahlgründung, werden ihrer Lage nach mittels zweier Momentengleichungen um O' bestimmt. Man erhält mit den Bezeichnungen der Hebelarme, die aus Abb. 10 hervorgehen,

$$R_a r_a = -\Sigma k' a' \cos\delta + \Sigma k'' b' \sin\delta$$
$$R_b r_b = \quad \Sigma k' a' \sin\delta + \Sigma k'' b' \cos\delta,$$

woraus folgt

$$r_a = -\frac{\Sigma k' a' \cos\delta - \Sigma k'' b' \sin\delta}{R_a}; \quad r_b = \frac{\Sigma k' a' \sin\delta + \Sigma k'' b' \cos\delta}{R_b}.$$

Die Bedingungen dafür, daß R_a und R_b in ihren Richtungen mit der x- und y-Achse übereinstimmen, erhält man, wenn man setzt

$$R_a \sin\measuredangle_a = R_b \cos\measuredangle_b = 0, \quad \text{d. h. } \Sigma k' \sin\delta\cos\delta = \Sigma k'' \sin\delta\cos\delta,$$

woraus die Bedingungsgleichung hervorgeht

$$R_{ay} = R_{bx} = \Sigma (k' - k'') \sin 2\delta = 0. \tag{12}$$

Für die nähere Bestimmung der entsprechenden Lage im Achsensystem setzen wir $\delta = \varepsilon - \omega$, wo ε den Winkel bezeichnet, den ein Pfahl im allgemeinen mit der beliebig gewählten Ausgangsrichtung für die x-Achse sowie ω den Winkel, den diese Richtung mit der x-Achse in der gesuchten Lage bildet. Man erhält dann

$$\Sigma (k' - k'') \sin(2\varepsilon - 2\omega) = \Sigma (k' - k'') \sin 2\varepsilon \cos 2\omega$$
$$- \Sigma (k' - k'') \cos 2\varepsilon \sin 2\omega = 0$$

oder nach Division mit $\cos 2\omega$

$$\operatorname{tg} 2\omega = \frac{\Sigma (k' - k'') \sin 2\varepsilon}{\Sigma (k' - k'') \cos 2\varepsilon}. \tag{13}$$

Diese Gleichung gibt im allgemeinen zwei Werte für ω, die kleiner als 360° sind. Da jedoch, wenn man annimmt, daß $\omega_2 > \omega_1$, $2\omega_2 = 180° + 2\omega_1$, so muß $\omega_2 = 90° + \omega_1$ sein, woraus hervorgeht, daß die Hauptachsen der Pfahlgründung in ihren Richtungen eindeutig durch (13) bestimmt werden, worin ω_1 und ω_2 die Winkel sind, die diese Achsen mit den angenommenen Ausgangsrichtungen bilden.

3. Graphostatisches Verfahren zur Bestimmung von R_a und R_b und des Mittelpunktes der Pfahlgründung.

Am einfachsten gestaltet sich die Berechnung einer Pfahlgründung mittels rein graphischer Ausführung.

Abb. 11 zeigt eine Pfahlgründung, die der Einfachheit halber aus nur vier Pfählen bestehend gedacht wird, die alle in derselben Ebene liegen. Die wagerechte und lotrechte Richtung werden als x- und y-Richtung gewählt. Zuerst werden die resultierenden Beanspruchungen A und B (Abb. 10) für die einzelnen Pfähle gesucht, die den Parallelverschiebungen $\Delta x = 1$ und $\Delta y = 1$ längs der Achsen entsprechen. Hierbei kann man sich mit Vorteil der Hilfskonstruktion bedienen, die für die äußersten

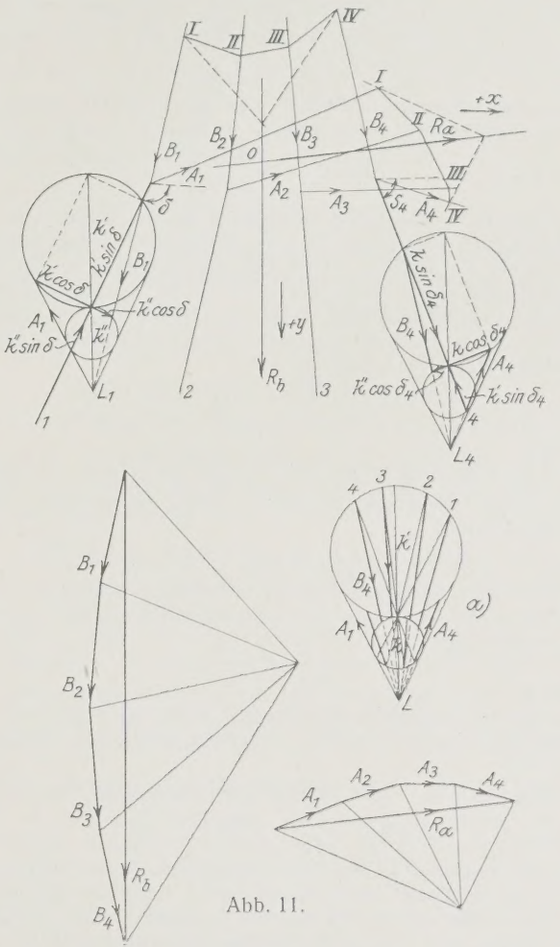


Abb. 11.

Pfähle (1 und 4) besonders angegeben ist, wobei die lotrecht gestellten Durchmesser der einander auf den Richtungslinien der Pfähle berührenden Kreise die relativen Tragkräfte, in einem bestimmten Maßstabe gezeichnet, und L_1 und L_4 die äußeren Ähnlichkeitspunkte der Kreise darstellen. Z. B. für den Pfahl 1 ist A_1 die Resultierende aus $k' \cos\delta$, und $k'' \sin\delta$, und B_1 die Resultierende aus $k' \sin\delta$ und $k'' \cos\delta$, wobei doch A_1, wie aus der Hilfskonstruktion hervorgeht, um 90° gedreht werden muß, um seine richtige Richtung zu erhalten. Sollten für alle Pfähle k' und k'' gleich groß sein, so können alle Hilfskonstruktionen zu einer zusammenfallen, wie in Abb. 11a angegeben ist.

Zu den Kräften A und B werden hierauf zwei Kräftepolygone gezeichnet, aus denen man die gesuchten relativen Tragkräfte R_a und R_b nach Größe und Richtung erhält, wie in Abb. 11 dargestellt. Um wiederum die Angriffsgeraden dieser Kräfte zu erhalten, bringen wir die Kräfte an den entsprechenden Pfahlköpfen an und zeichnen zu ihnen zwei Seilpolygone, wie in derselben Abbildung ausgeführt ist; der Schnittpunkt O der Angriffsgeraden von R_a und R_b ist der gesuchte Mittelpunkt.

4. Bestimmung der Verschiebung der Grundmauer.

Es bezeichnen, wie vorher, in Abb. 12 R die Belastungsresultierende und r ihren Hebelarm bezüglich des Mittelpunktes O der Pfahlgründung. Verschiebe R parallel mit sich selbst nach O und füge das Kräftepaar R_r hinzu; hierauf zerlege R in die Komponenten R_1 und R_2 längs der

Angriffsgeraden OA und OB von R_a und R_b. Das Kräftepaar R_r ruft eine Drehbewegung der Mauer um die z-Achse hervor, die Kräfte R_1 und R_2 verursachen Parallelbewegungen längs der x- und y-Achse, die zu einer resultierenden Parallelbewegung zusammengesetzt werden können.

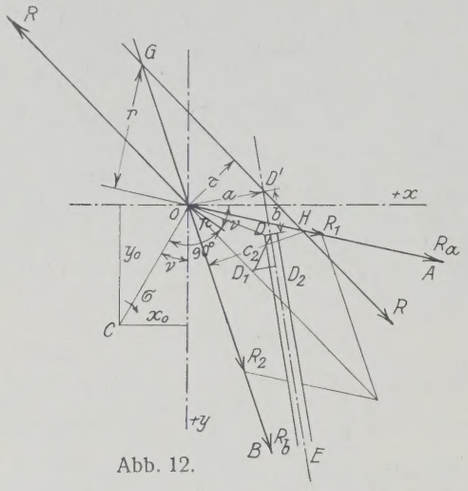


Abb. 12.

Es bedeute weiter σ den Drehwinkel für die Mauer und DD_1 die Verschiebung des Pfahlkopfes D eines Pfahles DE infolge dieser Drehbewegung um die z-Achse. Diese Verschiebung kann zerlegt werden in die Teilverschiebungen $s = DD_2$ und $t = D_1 D_2$ in den Hauptrichtungen des Pfahles. Es ist dann $DD_1 = OD \cdot \operatorname{tg}\sigma$ sowie, da OD senkrecht auf DD_1, und $D_1 D_2$ senkrecht auf DD_2 stehen, auf Grund der Ähnlichkeit der Dreiecke $OD'D$ und $DD_1 D_2$

$$DD_2 : D_1 D_2 : DD_1 = OD' : D'D : OD$$

oder $s : t : OD \cdot \operatorname{tg}\sigma = a : b : OD$, woraus man erhält $s = a \cdot \operatorname{tg}\sigma$ und $t = b \cdot \operatorname{tg}\sigma$.

Für eine Drehbewegung um O erhält man, wenn S_σ und T_σ die infolge dieser Bewegung in einem Pfahl auftretenden Hauptbeanspruchungen sind,

$$Rr = \Sigma S_\sigma \cdot a + \Sigma T_\sigma \cdot b = \Sigma k' sa + \Sigma k'' tb$$

oder, wenn die Ausdrücke für s und t eingesetzt werden,

$$Rr = \operatorname{tg}\sigma \,(\Sigma k' a^2 + \Sigma k'' b^2) = \operatorname{tg}\sigma;$$

hieraus erhält man

$$\operatorname{tg}\sigma = \frac{Rr}{J}, \tag{14}$$

worin σ und r als positiv oder negativ betrachtet werden, je nachdem die Belastungsresultierende im Zeigersinn oder im Gegenzeigersinn um O dreht.

Weiter hat man für die Parallelbewegungen längs der Achsen

$$p\cos\gamma = \frac{R_1}{R_a}, \quad p\sin\gamma = \frac{R_2}{R_b},$$

worin t die resultierende Parallelbewegung und γ den Winkel, den ihre Richtung mit der positiven x-Achse bildet, bedeuten und R_1 und R_2 positiv oder negativ betrachtet werden, je nachdem ihre Richtungen mit den Richtungen von R_a und R_b übereinstimmen oder nicht.

Nach der geometrischen Bewegungslehre kann eine Parallelbewegung jederzeit mit einer Drehbewegung zusammengesetzt werden, sobald — wie in diesem Falle — die Richtung der Parallelbewegung rechtwinklig zur Drehachse liegt; die resultierende Bewegung wird eine Drehbewegung von demselben Winkel σ der ursprünglichen Drehbewegung um eine Achse C, die parallel mit der Achse jener Bewegung ist, aber eine andere Lage hat.

Zur Bestimmung der Koordinaten x_o und y_o ist, auf Grund der Regel für die Zusammensetzung von Drehbewegungen an Hand von Abb. 12,

$$\operatorname{tg}\sigma \, CO = p$$

oder mit Zuhilfenahme von (20) und der Ausdrücke für $p\cos\gamma$ und $p\sin\gamma$, da $x_o = -CO\sin\gamma$ und $y_o = CO\cos\gamma$,

$$x_o = -\frac{R_2 J}{R_b Rr}, \quad y_o = \frac{R_1 J}{R_a Rr}. \tag{15}$$

Es bezeichnen G und H die Punkte, in denen die Angriffsgerade von R die Angriffsgeraden von R_b und R_a schneidet, und r_1 und r_2 die zu R_1 und R_2 gehörigen Hebelarme, bezogen auf diesen Punkt. Da R_1 und R_2 die Komponenten der in dem Punkt O verschobenen Kraft R sind, ist $Rr = R_1 r_1 = R_2 r_2$; der obenstehende Ausdruck für die Koordinaten der Drehachse C kann also einfacher geschrieben werden

$$x_o = -\frac{J}{R_b r_2}, \quad y_o = \frac{J}{R_a r_1}. \tag{15a}$$

In diesen Ausdrücken für x_o und y_o, sowie in dem Ausdruck (14) für $\operatorname{tg}\sigma$ ändert sich mit der Lage der Belastungsresultierenden nur r_1, r_2 und r, weshalb es leicht ist, für verschiedene Belastungsfälle die Lage der Drehachse und den Drehwinkel zu finden, da R_a, R_b und J ein für allemal bestimmt bleiben. Die Hauptbeanspruchungen für die einzelnen Pfähle können hierauf ohne Schwierigkeit bestimmt werden.

5. Berechnung der Hauptbeanspruchungen der Pfähle.

Für einen Pfahl DE (Abb. 13), wo C die Achse der resultierenden Drehbewegung der Grundmauer, FD die Mittellinie des Pfahles ist, und wo CF senkrecht auf FD steht, bezeichnen u und v die Abstände CF und DF.

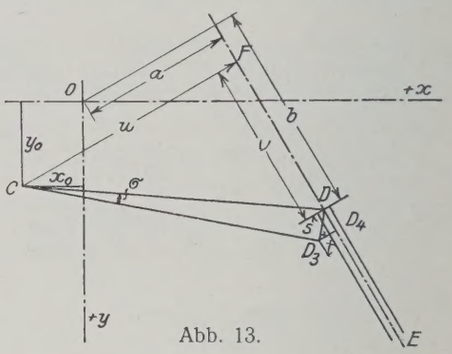


Abb. 13.

Da die Mauer infolge der Belastung sich um C um den Winkel σ dreht, erfährt der Pfahlkopf D eine entsprechende Verschiebung $DD_3 = CD\operatorname{tg}\sigma$, die rechtwinklig zum Dreharm CD ist; diese Verschiebung kann in die Verschiebung $DD_4 = s$ in der Längsrichtung und die Verschiebung $D_3 D_4 = t$ in der Querrichtung des Pfahles zerlegt werden. Auf Grund der Ähnlichkeit der Dreiecke $DD_3 D_4$ und DCF ist

$$s : t : CD\operatorname{tg}\sigma = u : v : CD,$$

woraus man erhält

$$s = u\operatorname{tg}\sigma \text{ und } t = v\operatorname{tg}\sigma.$$

Die Hauptbeanspruchungen eines Pfahles können somit ausgedrückt werden

$$S = k' u\operatorname{tg}\sigma \text{ und } T = k'' v\operatorname{tg}\sigma. \tag{16}$$

Diese Art, die Hauptbeanspruchungen zu bestimmen, ist sehr einfach und bequem, da die Berechnung graphisch ausgeführt wird und man nicht zu große Werte für x_o und y_o erhält, was der Fall wäre, wenn die Belastungsresultierende nicht in die Nähe des Mittelpunktes der Pfahlgründung fällt.

Bei analytischer Berechnung, die der graphischen in dem Falle vorzuziehen ist, wenn die Belastungsresultierende dem Mittelpunkte der Pfahlgründung sehr nahe liegt, ist für einen Pfahl DE (Abb. 12).

$$S = S_\sigma + S_x + S_y \text{ und } T = T_o + T_x + T_y,$$

worin die einzelnen Ausdrücke rechts des Gleichheitszeichens die Beanspruchungen bezeichnen, die der Drehbewegung um die z-Achse und den Parallelbewegungen längs der x- und y-Achsen entsprechen.

An Hand von Abb. 12 u. 13 ist nach der vorhergehenden Gleichung

$$S_\sigma = k' a\sigma = k'\frac{Rra}{J}, \quad S_x = k'\frac{R_1}{R_a}\cos\delta, \quad S_y = k'\frac{R_2}{R_b}\sin\delta;$$

$$T_\sigma = k'' b\sigma = k''\frac{Rrb}{J}, \quad T_x = k''\frac{R_1}{R_a}\sin\delta, \quad T_y = k''\frac{R_2}{R_b}\cos\delta,$$

worin a und r das gleiche oder entgegengesetzte Zeichen haben, je nachdem der Pfahl bei der Drehbewegung um die z-Achse Druck oder Zug erfährt, und worin b als positiv oder negativ angesehen wird, je nachdem b oberhalb oder unterhalb der durch O gehenden Normalebene des Pfahles liegt. Man erhält folglich:

$$\left.\begin{aligned} S &= k'\left(\frac{Rra}{J} + \frac{R_1}{R_a}\cos\delta + \frac{R_2}{R_b}\sin\delta\right), \\ T &= k''\left(\frac{Rrb}{J} + \frac{R_1}{R_a}\sin\delta - \frac{R_2}{R_b}\cos\delta\right), \end{aligned}\right\} \tag{17}$$

wobei S als Druck oder Zug angesehen wird, je nachdem die Klammer einen positiven oder negativen Wert hat, und worin T den Winkel δ vergrößert oder verkleinert, je nachdem der Wert für T positiv oder negativ ist.

Setzt man in diesen Formeln $\delta = 90°$ und nimmt man an, daß alle Pfahlköpfe in der z-Ebene liegen (Abb. 14), vereinfachen sich diese — da $b = 0$ wird — zu

$$S = k'\left(\frac{Rrb}{J} + \frac{R_2}{R_b}\right),$$

$$T = k''\frac{R_1}{R_a}.$$

Bezeichnet τ den Winkel, den die Belastungsresultierende mit der positiven x-Richtung bildet, und x_r den Abstand des Mittelpunktes der Pfahlgründung von dem Punkte, in dem die Resultierende die Grundebene trifft, so hat man

$$R_1 = R\cos\tau,\quad R_2 = \sin\tau,\quad R_a = \Sigma k'' = K'',\quad R_b = \Sigma k' = K'\,r = x_r \sin\tau$$

und man erhält

$$S = k'\left(\frac{R\,x_r \sin\tau \cdot a}{J} + \frac{R\sin\tau}{K'}\right),$$

$$T = k''\,\frac{R\cos\tau}{K''}.$$

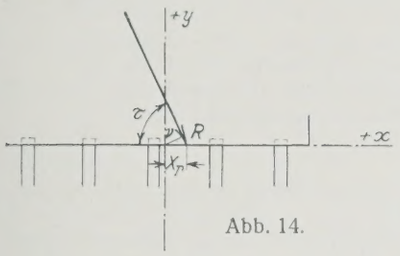


Abb. 14.

Setzt man schließlich $\tau = 90°$, nimmt man an, daß R parallel zu den Pfählen gerichtet ist, und vertauscht man a mit der Pfahlkoordinaten x, so vereinfachen sich die Ausdrücke für S und T zu

$$S = k'\left(\frac{R\,x_r\,x}{J} + \frac{R}{K'}\right),$$

$$T = 0,$$

was mit dem für diesen Fall vorher gefundenen Ergebnis übereinstimmt.

6. Diskussion.

Um eine klarere Vorstellung davon zu erhalten, wie sich der Widerstand der Pfahlgründung mit den verschiedenen Lagen der Belastungsresultierenden ändert, werden wir die relativen Tragkräfte der Pfahlgründung R_a und R_b, bezogen auf die Koordinatenachse oder besser, die Komponenten dieser Kräfte in Richtung der Achsen R_{ax}, R_{ay} und R_{bx}, R_{by} etwas näher betrachten.

Nach Abschnitt 2 ist

$$R_{ax} = \Sigma k' \cos^2\delta + \Sigma k'' \sin^2\delta,\quad R_{by} = \Sigma k' \sin^2\delta + \Sigma k'' \cos^2\delta \text{ und}$$

$$R_{bx} = R_{ay} = \Sigma k' \sin\delta\cos\delta - \Sigma k'' \sin\delta\cos\delta = \Sigma(k' - k'')\sin\delta\cos\delta.$$

Ersetzt man in dem Ausdruck für R_{ax} $\cos^2\delta$ durch $1 - \sin^2\delta$ und in dem Ausdruck für R_{by} $\sin^2\delta$ durch $1 - \cos^2\delta$, und bezeichnet man $k' - k''$ mit m, so erhält man

$$(18)\quad \begin{cases} R_{ax} = \Sigma k' - \Sigma m \sin^2\delta,\quad R_{by} = \Sigma k' - \Sigma m\cos^2\delta \text{ samt} \\ R_{bx} = R_{ay} = \Sigma m \sin\delta\cos\delta. \end{cases}$$

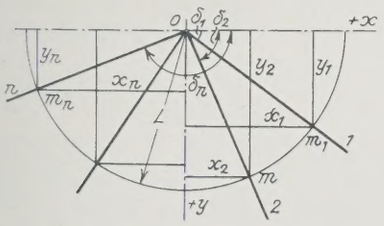


Abb. 15.

Um die innere Abhängigkeit dieser Größen voneinander zu veranschaulichen, denken wir uns alle Pfähle (1, 2 ... n) parallel mit sich selbst in den Mittelpunkt O der Pfahlgründung verschoben (Abb. 15), um diesen Punkt einen Kreis mit dem Halbmesser $l = 1$ beschrieben und in den Schnittpunkten des Kreises mit den Mittellinien der Pfähle das Punktsystem $m_1, m_2 \ldots m_n$ angebracht, wobei für einen Pfahl im allgemeinen nach Obenstehendem $m = k' - k''$ ist. Bezeichnet man die Koordinaten der Punkte mit x und y, so folgt aus der Abbildung $\cos\delta = x$, $\sin\delta = y$, und die vorhergehenden Ausdrücke können geschrieben werden

$$R_{ax} = \Sigma k' - \Sigma m y^2,\quad R_{by} = \Sigma k' - \Sigma m x^2,\quad R_{bx} = R_{ay} = \Sigma m x y$$

oder, da $\Sigma m y^2$ und $\Sigma m x^2$ als die Trägheitsmomente J_x und J_y des Punktsystems, bezogen auf die Koordinatenachsen und $\Sigma m x y$ als das Zentrifugalmoment J_{xy} dieses Systems, bezogen auf dieselben Achsen, betrachtet werden können,

$$R_{ax} = \Sigma k' - J_x,\quad R_{by} = \Sigma k' - J_y,\quad R_{bx} = R_{ay} = J_{xy}.$$

Hieraus geht hervor, daß die Änderungen der relativen Tragkraft einer Pfahlgründung in Abhängigkeit der verschiedenen Richtungen mit Hilfe der Sätze über das Trägheitsmoment eines ebenen Punktsystems näher bestimmt werden können.

Da für eine bestimmte Lage des Achsensystems $J_{xy} = 0$ wird, so kann man folglich auch — wie schon in anderer Weise gezeigt wurde — die Achsen sich so gewählt denken, daß $R_{bx} = R_{ay} = 0$ wird, was zur Folge hat, daß, wenn die Belastungsresultierende längs einer von den Achsen wirkt, die in diesem Falle mit den Hauptachsen der Pfahlgründung zusammenfallen, die entsprechende Verschiebung hinsichtlich der Richtung mit der Resultierenden übereinstimmt. Da ferner für die fragliche Lage des Achsensystems das Trägheitsmoment J des Punktsystems, bezogen auf die eine der Achsen J_{max} und bezogen auf die andere J_{min} ist, so geht hervor, daß die relativen Tragkräfte der Pfahlgründung, bezüglich der Hauptachsen, einmal ein Maximum und das andere Mal ein Minimum werden.

Wenn nun, wie wir hier angenommen haben, $J_x > J_y$ ist, so erhält man, bezogen auf die Hauptachsen der Pfahlgründung

$$R_a = \Sigma k' - J_{max} = R_{min} \quad \text{und} \quad R_b = \Sigma k' - J_{min} = R_{max}.$$

Im übrigen hat man für eine beliebige Lage des Achsensystems — nach der Lehre von den Trägheitsmomenten ebener Systeme — zur Bestimmung der Lage der Hauptachsen

$$\operatorname{tg} 2\varphi = -\frac{2J_{xy}}{J_x - J_y} = -\frac{2R_{bx}}{R_{by} - R_{ax}},$$

welche Formel mit φ anstatt ω, und wenn man darin die Ausdrücke für R_{bx}, R_{by} und R_{ax} einsetzt, übereinstimmt mit (13), sowie, da

$$R_{ax} + R_{by} = 2\Sigma k' - (\Sigma m x^2 + \Sigma m y^2),\quad m = k' - k'' \text{ und } x^2 + y^2 = l$$

zur Berechnung von R_{max} und R_{min}

$$(19)\quad \begin{cases} R_{ax} + R_{bx} = \Sigma k' + \Sigma k'' = R_{max} + R_{min} \\ R_{by} - R_{ax} = (R_{max} - R_{min})\cos^2\varphi. \end{cases}$$

Setzt man in den Ausdrücken für R_{ax} und R_{ay} sowie $R_{ay} - R_{bx} m = 0$, d. h. setzt man $k'' = k' = k$, so erhält man für alle Lagen des Achsensystems $R_{ay} = R_{bx} = 0$ und $J = 0$, woraus folgt $R_{ax} = R_{by} = R_a = R_b = \text{konst.} = \Sigma k$.

Dies hat zur Folge, daß die Pfahlgründung in diesem Fall in allen Richtungen gleich großen Widerstand bietet, und daß die Richtung der Verschiebung immer mit der Richtung der Belastungsresultierenden übereinstimmt, da in diesem Fall jede durch den Mittelpunkt gehende Achse als eine Hauptachse der Pfahlgründung betrachtet werden kann.

Von besonderem Interesse ist, die Bedingung dafür näher klarzulegen, daß sämtliche resultierenden Beanspruchungen der Pfähle einer Pfahlgründung längs der Pfähle gerichtet sind, d. h. daß für jeden Pfahl $T = 0$ ist.

Aus dem Vorhergehenden geht hervor, daß im allgemeinen $T = 0$ ist für $v = 0$, was zur Folge hat, daß, wenn die Pfähle nur Längsbeanspruchungen ausgesetzt werden sollen, die Pfähle so gerichtet sein müssen, daß die von den Pfahlköpfen senkrecht zur Längsachse der Grundmauer (d. h. senkrecht zur z-Achse) gezogenen Normalen sämtlich ein und dieselbe Gerade schneiden, nämlich die Gerade, die die Drehachse für den betreffenden Belastungsfall darstellt.

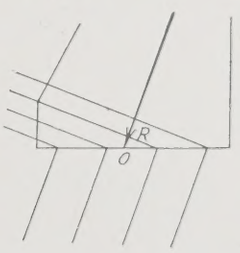


Abb. 16.

Nehmen wir an, bei einer Pfahlgründung seien alle Pfähle parallel zueinander und schräg zur Grundfläche gestellt (Abb. 16). Die genannten Normalen zu den Pfählen können dann als zusammenlaufend in einer unendlich fernen Linie einer Ebene angesehen werden, die rechtwinklig zu den Pfählen verläuft; diese Linie kann in diesem Falle als die Drehachse angesehen werden, wenn die Pfähle nur Längsbeanspruchungen ausgesetzt werden sollen. Da jedoch die Bewegung der Grundmauer nur eine Parallelbewegung sein kann, muß die Belastungsresultierende — damit keine Beanspruchungen in der Querrichtung der Pfähle entstehen sollen — in diesem Falle durch den Mittelpunkt der Pfahlgründung gehen und parallel zu den Pfählen gerichtet sein.

Sind dagegen die Pfähle untereinander parallel, stehen aber senkrecht auf der Grundebene, so schneiden sich die Normalen zu den Pfählen in den Pfahlköpfen in der Grundebene; in diesem Falle kann die entsprechende Verschiebung der Grundmauer entweder eine Parallelverschiebung längs der Pfähle oder eine Drehung um eine Achse in der Grundebene sein, und die Belastungsresultierende kann in diesem Falle — ohne daß eine Seitenbeanspruchung für die Pfähle auftritt — eine beliebige zur Grundebene senkrechte Lage einnehmen.

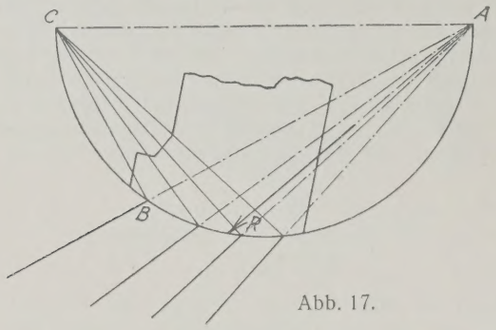


Abb. 17.

Wenn, um ein anderes Beispiel zu wählen, die Pfähle einer Pfahlgründung (Abb. 17), eine solche Lage einnehmen, daß ihre Richtungen in der Geraden A zusammenlaufen, die parallel zur Längsrichtung der Mauer verläuft, so ist klar, daß, wenn keine Querbeanspruchung in den Pfählen auftreten soll, in erster Linie die Angriffsgerade der Belastungsresultierenden durch diesen Punkt A gehen muß, und außerdem die von den Pfahlköpfen senkrecht zur Längsrichtung der Mauer gezogenen Normalen zu den Pfählen sich in der Geraden C treffen müssen, die senkrecht auf der Ebene der Pfähle steht und als Drehachse für die Verschiebung betrachtet werden kann, die die Belastung bei der Mauer hervorruft. An Hand von Abb. 17 findet man, daß die Pfahlköpfe für den Fall, daß keine Querbeanspruchung der Pfähle entsteht, auf der Fläche eines Zylinders liegen müssen, der AC zum Durchmesser hat, und dessen Längsrichtung senkrecht auf der Ebene der Pfähle steht, da, wenn B die Lage eines Pfahlkopfes im allgemeinen ist, der Winkel ABC ein rechter ist. Hieraus geht hervor, daß nur bei ganz besonderen Anordnungen der Pfähle in einer Pfahlgründung und für einige bestimmte Lagen der Belastungsresultierenden zur Pfahlgründung die resultierende Beanspruchung der Pfähle längs der Pfähle gerichtet ist, und daß das Gleichgewicht sogar in vielen Fällen undenkbar ist, wenn man nicht berücksichtigt, daß die Pfähle im allgemeinen eine, wenn auch geringe Belastung in der Seitenrichtung aufzunehmen vermögen.

Z. B. in der Anordnung, die in Abb. 17 gegeben ist, wäre Gleichgewicht nicht möglich, wenn die Angriffsgerade der Belastungsresultierenden ein wenig seitwärts von A verliefe, und die Pfähle nicht imstande wären, eine seitliche Beanspruchung aufzunehmen.

Was im übrigen die Richtung der Belastungsresultierenden im Verhältnis zur Lage der Drehachse C betrifft, so wollen wir besonders die Ausdrücke (15) für die Koordinaten von C

$$x_o = -\frac{R_2 J}{R_b R r}, \quad y_o = \frac{R_1 J}{R_a R r},$$

näher betrachten.

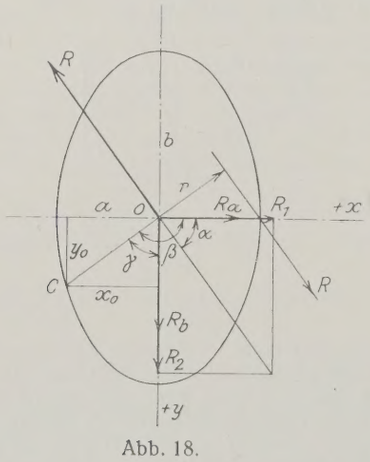


Abb. 18.

Am einfachsten lassen sich diese Ausdrücke geometrisch deuten, wenn die x- und y-Achsen in die Hauptachsen der Pfahlgründung verlegt werden (Abb. 18).

Es fallen dann nämlich die Komponenten R_1 und R_2 der Belastungsresultierenden R — nachdem diese in den Mittelpunkt verschoben ist — mit der x- und y-Achse zusammen, und man erhält mit den Bezeichnungen, die aus der Abbildung hervorgehen,

$$\operatorname{tg}\gamma = \frac{x_o}{y_o} = -\frac{R_a R_2}{R_b R_1} = -\frac{R_a}{R_b}\operatorname{tg}\alpha$$

oder wegen $$\operatorname{tg}\gamma = -\operatorname{ctg}\beta = -\frac{1}{\operatorname{tg}\beta},$$

$$\operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta = \frac{R_b}{R_a}. \tag{20}$$

Denken wir uns eine Ellipse mit O als Mittelpunkt und mit den Halbachsen a und b gezeichnet, die so gewählt werden, daß $a : b = \sqrt{R_a} : \sqrt{R_b}$, so ist $\operatorname{tg}\alpha \operatorname{tg}\beta = \frac{b^2}{a^2}$, woraus hervorgeht, daß die Richtung der Belastungsresultierenden und die Richtung des Radiusvektor OC zur Drehachse sich gegenseitig dadurch bestimmen, daß sie konjugierte Durchmesser dieser Ellipse sind, die deshalb zweckmäßig die Zentral-Ellipse der Pfahlgründung genannt wird.

7. *Verschiebungen im Pfahlgrunde.*

Verschiebungen der Pfähle und des diese unmittelbar umgebenden natürlichen Bodens können ihre Ursache entweder in der auf die Mauer wirkenden Belastung oder in zufällig wirkenden Kräften haben, wie Erddruck des die Plahlgründung umgebenden Bodens, zufällige Belastung der Erdoberfläche in der Nähe der Grundmauer usw. Nur Verschiebungen, die hervorgerufen werden von der ständigen Belastung der Mauer und die gleichgestellt werden können mit den elastischen Formänderungen tragender Konstruktionen im allgemeinen, können in der Regel rechnerisch erfaßt werden.

Nach der hier aufgestellten Theorie lassen sich die elastischen Formänderungen der Pfahlköpfe ohne Schwierigkeit bestimmen, sobald man die Lage der Drehachse und den Drehwinkel σ kennt, um den sich die Grundmauer infolge der Belastung dreht.

Am einfachsten geschieht diese Bestimmung rein graphisch, indem man für die einzelnen Pfahlköpfe ihre Verschiebungen $p = r \cdot \operatorname{tg}\sigma$ senkrecht zu den entsprechenden Dreharmen r aufträgt.

Da es von Bedeutung ist, daß die Verschiebungen nicht zu groß oder ungleich werden, muß bei Bestimmung der Stellung der Pfähle in Grund- und Aufriß Rücksicht darauf genommen werden, daß die Pfähle im Verhältnis zueinander und zur Grundmauer Lagen erhalten, die den kleinsten und in der Richtung vorteilhaftesten Verschiebungen entsprechen.

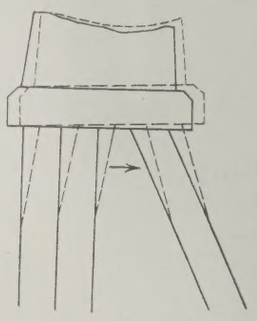


Abb. 19.

Als allgemeine Regel folgt aus der hier dargestellten Theorie, daß die in dieser Hinsicht vorteilhafteste Anordnung einer Pfahlgründung die ist, bei der die Drehachse soweit wie möglich seitlich fällt und der Drehwinkel so klein wie möglich bleibt. Dies wiederum erreicht man dadurch, daß man die Pfähle auf der Seite der Pfahlgründung, auf der die Belastungsresultierende liegt, enger stellt und den Pfählen eine solche Richtung gibt, die die kleinstmöglichen Beanspruchungen der Pfähle in der Seitenrichtung zur Folge hat.

Mit Rücksicht auf die Verschiebungen, die ihren Grund in mehr zufällig wirkenden Kräften haben, besonders in dem Erddruck des die Pfahlgründung umgebenden Bodens, ist hervorzuheben, daß den Pfählen am besten eine solche Stellung zueinander gegeben werden muß, daß bei eintretenden kleineren Verschiebungen im Boden die beabsichtigte gleichmäßige Verteilung der Belastung auf die Pfähle nicht unmöglich gemacht wird. In dieser Hinsicht ist z. B. die Anordnung der Pfähle, wie sie Abb. 17 zeigt, bei der die Pfähle im Querschnitt sich in einem Punkte treffen — gleichgültig, ob die Grundfläche eben oder gewölbt ist —, entschieden besser als z. B. die Anordnung in Abb. 19, wo die Pfähle in den beiden am weitesten rechts befindlichen Reihen eine schräge Stellung erhalten, während alle übrigen Pfähle lotrecht stehen. Bei einer kleinen Verschiebung des Bodens in der durch den Pfeil angedeuteten Richtung liegt bei der letztgenannten Anordnung die Grundmauer nachher nur auf den Pfählen der äußeren Reihen auf, so daß für die Pfähle dieser Reihen

eine Drucksteigerung auftritt, gleichzeitig mit einer Entlastung der inneren Pfähle, während in der Anordnung nach Abb. 17 bei einer gleichen Seitenverschiebung die Grundmauer nachher im wesentlichen auf den Pfählen genau so aufliegt wie vorher. Auch in einer anderen Hinsicht dürfte die Anordnung nach Abb. 17 der nach Abb. 19 vorzuziehen sein, nämlich in Hinsicht auf die gleichmäßigere Übertragung der Belastung auf das Innere des natürlichen Bodens durch die Pfähle.

8. Beispiele.

1. Bei der auf S. 821 als Beispiel 3 (Abb. 7) angegebenen Stützmauer ist angenommen worden, daß die Pfähle lotrecht stehen, und die Berechnung der Beanspruchungen der Pfähle wurde durchgeführt unter Berücksichtigung nur der lotrechten Komponenten der Belastungsresultierenden. Ein erstes Beispiel für einen Fall, in dem die hier dargestellte Theorie Anwendung finden kann, sei die Pfahlgründung derselben Stützmauer, wenn die Pfähle nicht parallel zueinander angebracht werden, sondern eine solche Stellung erhalten, daß einerseits die Beanspruchungen der Pfähle in der Seitenrichtung, anderseits die Verschiebung der Mauer so klein wie möglich bleiben.

Wir denken uns die Verteilung der Pfähle im Plan nach Fall II beibehalten und suchen im übrigen die Anordnung der Pfahlgründung, die die Forderung der Theorie erfüllt. Die vorteilhafteste Anordnung der Pfähle in dieser Hinsicht wird dadurch gekennzeichnet, daß die eine der Hauptachsen der Pfahlgründung der Angriffsgeraden der Belastungsresultierenden so nahe wie möglich liegt, oder daß nach S. 823 die Richtungswinkel der Pfähle der Bedingungsgleichung 12 genügen,

$$\Sigma (k' - k'') \sin 2\,\delta = 0,$$

wobei die y-Achse parallel zur Angriffsgeraden der Belastungsresultierenden und die x-Achse senkrecht dazu angenommen wird.

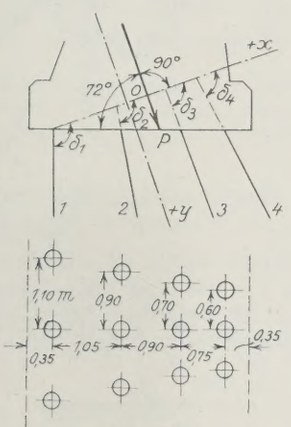


Abb. 20.

Mit den Bezeichnungen und den Werten für die Pfahlabstände, wie sie in Abb. 20 angegeben sind, und da k' und k'' als konstant angesehen werden, haben wir demnach zur Bestimmung der Richtungswinkel der Pfähle

$$\frac{\sin 2\,\delta_1}{1{,}1} + \frac{\sin 2\,\delta_2}{0{,}9} + \frac{\sin 2\,\delta_3}{0{,}7} + \frac{\sin 2\,\delta_4}{0{,}6} = 0.$$

Da diese Gleichung allein nicht zu bestimmten Werten für die Winkel δ führt, steht es frei, sich außerdem noch anderer Annahmen zu bedienen. Der Einfachheit halber können die Pfähle in der ersten Reihe ihre senkrechte Lage beibehalten, und für die anderen Pfähle können die Winkel so gewählt werden, daß einerseits je zwei Glieder der Gleichung sich möglichst gegenseitig aufheben, und anderseits die Winkelwerte nacheinander eine Reihe mit gleichförmig zu- oder abnehmenden Differenzen zwischen den Gliedern bilden.

Wird also $\delta_1 = 108°$ angenommen, so erhält man infolgedessen zur Bestimmung von δ_4 die Gleichung

$$\frac{\sin (2 \cdot 108°)}{1{,}1} + \frac{\sin 2\,\delta_4}{0{,}6} = 0$$

und Berechnung von δ_2 und δ_3

$$\frac{\sin 2\,\delta_2}{0{,}9} + \frac{\sin 2\,\delta_3}{0{,}7} = 0,$$

wobei gleichzeitig angenommen wird, daß die Differenzen $\delta_1 - \delta_2$, $\delta_2 - \delta_3$ und $\delta_3 - \delta_4$ eine möglichst gleichmäßig abnehmende Reihe bilden.

Nach einigen Versuchen findet man die Werte

$$\delta_1 = 108°,\ \delta_2 = 95°,\ \delta_3 = 86° 5',\ \delta_4 = 80° 40',$$

die, in die obenstehende Bedingungsgleichung eingesetzt, dieser hinreichend genügen.

Die folgende Berechnung wird unter der Voraussetzung vorgenommen, daß $k'' = {}^1/_{10}\,k'$.

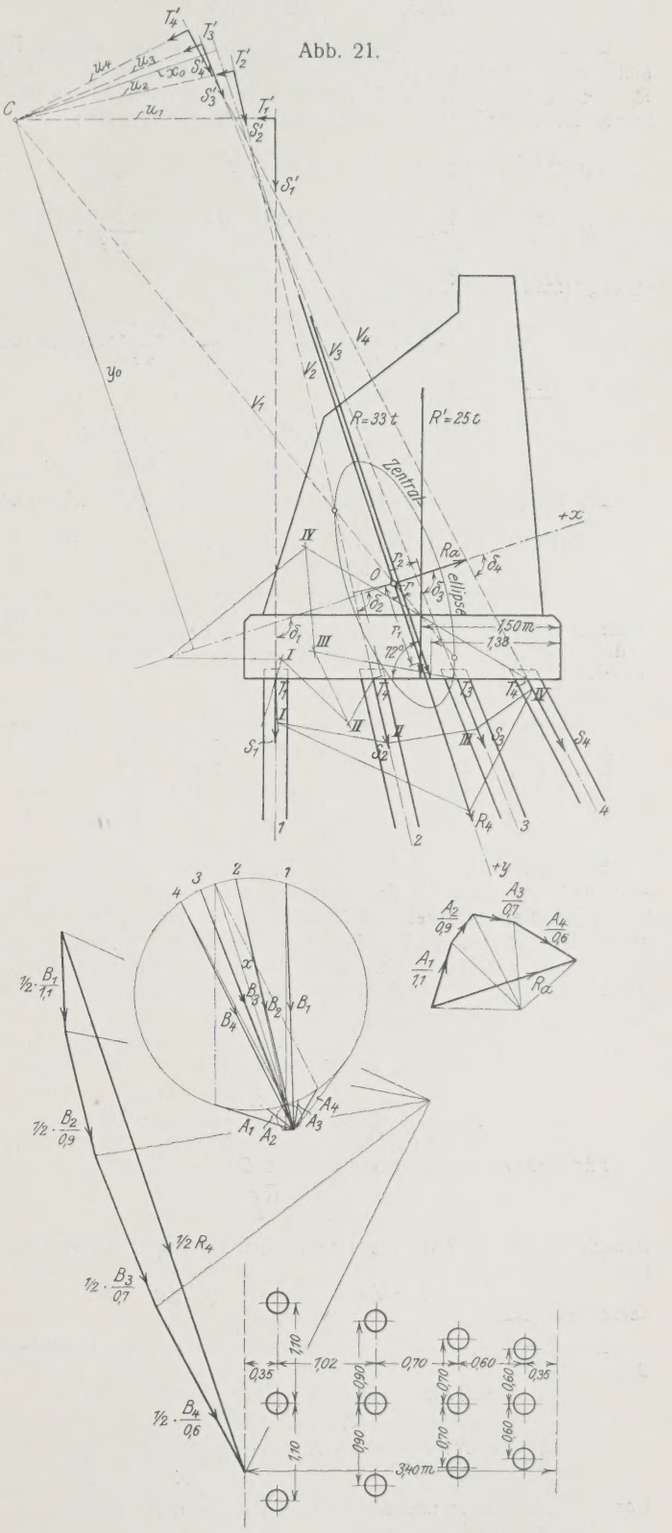
Nach S. 823 und da $R_{ay} = R_{bx} = \Sigma (k' - k'') \sin 2\delta = 0$ ist, hat man zur Berechnung der relativen Tragkräfte der Pfahlgründung, bezogen auf die Hauptachse,

$$R_a = \Sigma k' - \Sigma (k' - k'') \sin^2 \delta,\quad R_b = \Sigma k' - \Sigma (k' - k'') \cos^2 \delta;$$

nach Einsetzen der Werte für k', k'' und δ erhält man für 1 m Mauerlänge

$$R_a = 0{,}65\,k',\quad R_b = 4{,}98\,k'.$$

Abb. 21.



Die Bestimmung des Mittelpunktes der Pfahlgründung ist graphisch ausgeführt worden, und die Konstruktion hierfür zeigt Abb. 21. Aus ihr erhält man teils eine Kontrolle der Richtigkeit der Werte R_a und R_b, teils die Bestätigung dafür, daß für die angenommene Lage des Achsensystems sowohl R_a und R_b senkrecht aufeinander stehen, als auch daß R_b parallel zur Belastungsresultierenden R ist.

Nach Abgreifen der Hebelarme für k' und k'', bezogen auf den Mittelpunkt, aus der Zeichnung erhält man das Trägheitsmoment der Pfahlgründung für 1 m Mauerlänge:

$$J = k' a^2 + k'' b^2 = 3{,}6\, k' \text{ m}^2.$$

Der Hebelarm der Belastungsresultierenden, bezogen auf den Mittelpunkt O wurde $x_r = 0{,}07$ m gefunden.

Da R parallel zur y-Achse ist, fällt die Drehachse der Mauer auf die x-Achse, und zwar in einem Abstande von O, der nach (15a) ist

$$x_o = \frac{J}{R_b\, x_r} = -\frac{3{,}6\, k'}{4{,}98\, k' \cdot 0{,}07} = -10{,}3 \text{ m}.$$

Die Hauptbeanspruchungen der Pfähle werden in diesem Falle am einfachsten mittels Gl. 17 (S. 824) berechnet. Man erhält da für $R_1 = 0$, $R_2 = R$ ist, besonders für die Pfähle in den äußersten Reihen und für die in nachstehender Tabelle angegebenen Werte für a und b:

$$S_1 = k'\left(\frac{R r a_1}{J} + \frac{R}{R_b} \cdot \sin\delta_1\right) = 33\left(\frac{0{,}07 \cdot 1{,}26}{3{,}6} + \frac{\sin 108°}{4{,}98}\right) = +5{,}5 \text{ t},$$

$$S_4 = k'\left(\frac{R r a_4}{J} + \frac{R}{R_b} \cdot \sin\delta_4\right) = 33\left(\frac{0{,}07 \cdot 0{,}79}{3{,}6} + \frac{\sin 80° 40'}{4{,}98}\right) = +7{,}0 \text{ t},$$

$$T_1 = k''\left(\frac{R r b_1}{J} + \frac{R}{R_b} \cdot \cos\delta_1\right)$$

$$= 0{,}1 \cdot 33\left(-\frac{0{,}07 \cdot 1{,}03}{3{,}6} - \frac{\cos 108°}{4{,}98}\right) = +0{,}14 \text{ t},$$

$$T_4 = k''\left(\frac{R r b_4}{J} + \frac{R}{R_b} \cdot \cos\delta_4\right)$$

$$= 0{,}1 \cdot 33\left(-\frac{0{,}07 \cdot 1{,}58}{3{,}6} - \frac{\cos 80° 40'}{4{,}98}\right) = -0{,}21 \text{ t}.$$

Die übrigen Werte der Hauptbeanspruchungen finden wir in folgender

Tabelle der Hebelarme, Achsabstände und Hauptbeanspruchungen.

Nummer des Pfahles	Hebelarme für k' und k''		Hauptbeanspruchung. Fertige Mauer		Achsabstand und Hauptbeanspruchung der Pfähle. Ohne Erdfüllung			
	a	b	S	T	u	v	S	T
	m	m	t	t	m	m	t	t
1	1,26	— 1,02	+ 5,5	+ 0,14	2,80	6,0	+ 5,9	— 1,3
2	0,44	— 0,95	+ 6,3	+ 0	2,40	6,7	+ 5,0	— 1,4
3	0,25	— 1,20	+ 6,7	— 0,12	2,15	7,4	+ 4,5	— 1,5
4	0,79	— 1,58	+ 7,0	— 0,21	2,10	7,9	+ 4,4	— 1,7

Für den Fall, daß nur das Eigengewicht auf die Mauer wirkt — d. h. bevor noch die Erdaufführung hinter jener angebracht worden ist —, erhalten wir bei der Anordnung der Pfähle, die wir hier angenommen haben, verhältnismäßig hohe Werte für die Seitenbeanspruchungen der Pfähle. Zu deren Bestimmung hat man sich, wie die Zeichnung zeigt, der Drehachse bedient, deren Koordinaten nach (15a), S. 824 bestimmt wurden zu

$$x_o = -\frac{J}{R_b\, r_2} = -\frac{3{,}6}{4{,}98 \cdot 0{,}32} = -2{,}27 \text{ m},$$

$$y_o = \frac{J}{R_a\, r_1} = -\frac{3{,}6}{0{,}65 \cdot 0{,}93} = -6{,}0 \text{ m}.$$

Für den Drehwinkel hat man nach (20)

$$\operatorname{tg}\sigma = \frac{R r}{J},$$

wonach in diesem Falle die Hauptbeanspruchungen mittels der Grundgleichungen

$$S = k'\, u\, \sigma \quad \text{und} \quad T = k''\, v\, \sigma$$

berechnet werden.

Für $R = 25$ t, $r = 0{,}3$ m erhält man zur näheren Bestimmung von S und T

$$S = \frac{k'\, R\, r\, u}{J} = \frac{25 \cdot 0{,}3}{3{,}6} = \frac{25}{12} \cdot u,$$

$$T = \frac{k''\, R\, r\, v}{J} = \frac{0{,}1\, k'\, R\, r\, v}{J} = \frac{2{,}5 \cdot 0{,}3\, v}{3{,}6} = \frac{2{,}5}{12} \cdot v,$$

worin u und v in m und S und T in t ausgedrückt werden.

Nach Einsetzen der in der Tabelle angegebenen Werte für u und v erhält man die in derselben Tabelle eingetragenen Werte für S und T für den fraglichen Belastungsfall. In der Zeichnung finden wir der Vollständigkeit halber die Zentralellipse der Pfahlgründung nach S. 826 eingezeichnet.

2. Als ein zweites Beispiel einer Pfahlgründung, in der die Pfähle wesentlich verschiedene Richtungen einnehmen, wählen wir die in der Zeichnung Abb. 22 schematisch wiedergegebene Pfahlgründung einer Kaimauer, für die die Belastungsresultierende, die in ihrer unvorteilhaftesten Lage angebracht gedacht ist, auf $R = 44$ t für 1 m der Längsrichtung der Mauer geschätzt ist. Der Pfahlabstand wird als konstant mit 1 m in beiden Richtungen angenommen.

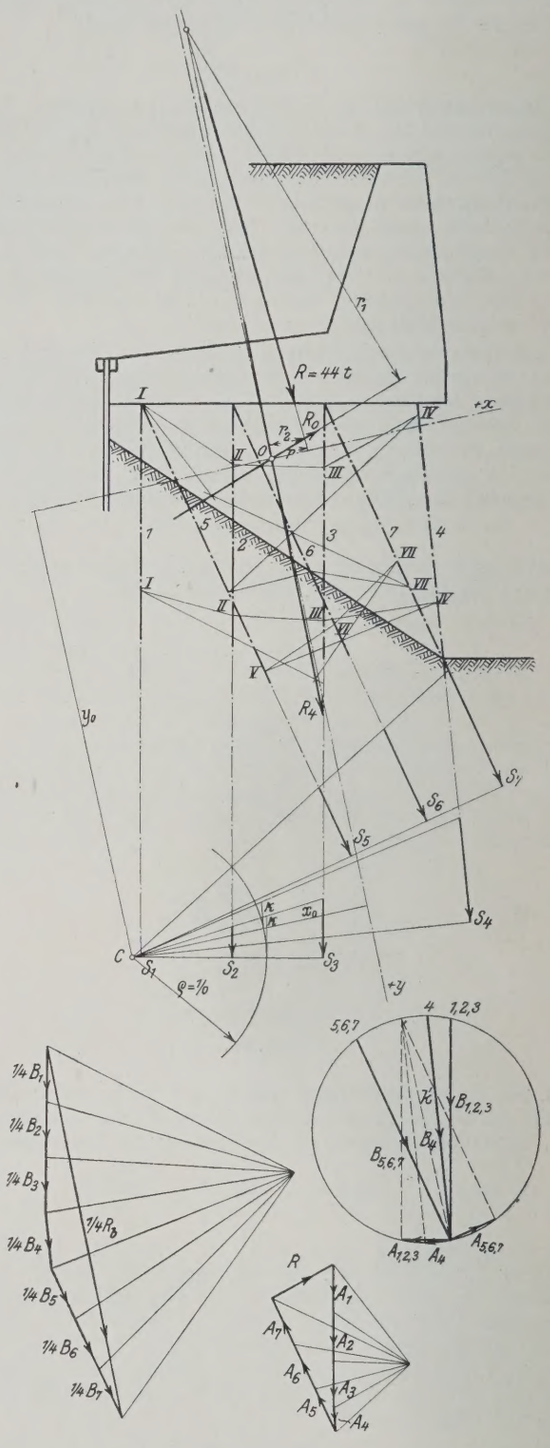


Abb. 22.

Es wird vorausgesetzt, daß alle Pfähle in der Längsrichtung die gleiche relative Tragkraft k' haben. Da das Tragvermögen k'' der Pfähle in der Seitenrichtung infolge der Stellung der Pfähle nur von untergeordneter Bedeutung ist, wird es vernachlässigt, d. h. wir setzen für alle Pfähle $k'' = 0$.

Die Berechnung von R_a und R_b sowie die Bestimmung des Mittelpunktes der Pfahlgründung wurde, wie aus der Zeichnung hervorgeht, graphisch unter Anwendung zweier Kräftepolygone und zweier Seilpolygone ausgeführt, wobei sich für 1 m in der Längsrichtung der Mauer $R_a = 0{,}31\, k'$ und $R_b = 6{,}7\, k'$ ergab. Die Hebelarme r, r_1 und r_2 werden nach S. 823 u. f. gemessen:

$$r = 0{,}4 \text{ m}, \quad r_1 = 4{,}48 \text{ m}, \quad r_2 = 0{,}39 \text{ m}.$$

Das Trägheitsmoment wird in diesem Falle ausgedrückt durch $J = \Sigma k' a^2 = k' \Sigma a^2$, wobei Σa^2 nach nachstehender Tabelle gefunden wurde zu $\Sigma a^2 = 6{,}89$ m; man erhält folglich die Koordinaten der Drehachse nach (21a) zu

$$x_o = -\frac{J}{R_b\, r_2} = -\frac{6{,}89}{6{,}7 \cdot 0{,}39} = -2{,}64 \text{ m},$$

$$y_o = -\frac{J}{R_a\, r_1} = -\frac{6{,}89}{0{,}31 \cdot 4{,}48} = 4{,}96 \text{ m},$$

den Drehwinkel

$$\sigma = \frac{R\, r}{J} = \frac{R\, r}{k' \Sigma a^2},$$

sowie die Beanspruchung der Längsrichtung der Pfähle

$$S = k'\, u\, \sigma = \frac{B\, r\, u}{\Sigma a^2} = \frac{44 \cdot 0{,}4}{6{,}89} \cdot u = 2{,}55\, u,$$

worin u den in m ausgedrückten Achsabstand der einzelnen Pfähle bezeichnet und S in derselben Einheit wie R, d. h. in t ausgedrückt ist.

Die erhaltenen Werte für S sind in die folgende Tabelle eingesetzt, die auch die Werte für a und u enthält.

Tabelle der Hebelarme, Achsabstände usw.

Pfahl-Nummer	a in m	a^2	u in m	S in t
1	1,42	2,0164	0,10	0,26
2	0,42	0,1764	1,10	2,80
3	0,58	0,3364	2,10	5,36
4	1,64	2,6896	3,72	9,49
5	1,03	1,0609	2,64	6,73
6	0,13	0,0169	3,55	9,05
7	0,77	0,5929	4,46	11,37

$\Sigma a^2 = 6{,}8895 \approx 6{,}89$ m².

Vergleiche die graphische Ermittlung der Beanspruchungen der Pfähle in Abb. 22, die auch eine rein geometrische Konstruktion zur Bestimmung der Beanspruchungen zeigt, da man den Drehwinkel σ kennt.

III. Pfahlgründung mit einer Symmetrieebene und mit dieser Ebene parallelen, fest in die Grundmauer eingespannten Pfählen.

1. Voraussetzungen und grundsätzliche Annahmen.

Es wird angenommen, daß die Pfähle mit einem wesentlichen Teil ihrer Länge aus dem Boden ragen (Abb. 23), sowie mit ihrem oberen Ende vollkommen in die Grundmauer eingespannt sind.

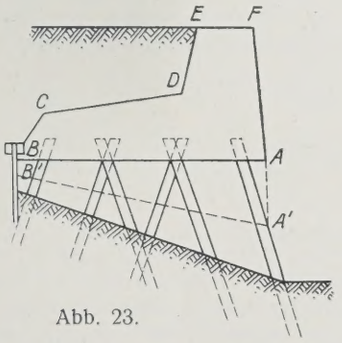


Abb. 23.

Unter der Annahme, daß die Pfähle nahe der Erdoberfläche auch als in den natürlichen Boden eingespannt betrachtet werden können, sowie unter der Voraussetzung, daß die Pfähle konstanten Querschnitt haben und den gewöhnlichen Gesetzen der Festigkeit und Elastizität stabförmiger Körper unterliegen, sollen einerseits die Verschiebung, die eine gegebene Belastung bei der Mauer hervorruft, anderseits die Beanspruchungen, die die Belastung in den Pfählen hervorruft, bestimmt werden; diese bestehen aus den Kräften S und T in den Hauptrichtungen der Pfähle sowie dem Einspannungsmoment M_i am oberen Pfahlende.

2. Mittelpunkt der Pfahlgründung und seine Bestimmung.

Dadurch, daß man in entsprechender Weise wie in dem Fall, in dem die Grundmauer als frei verbunden mit den Pfählen angenommen wurde, die Lagen sucht, die die Belastungsresultierende einnehmen muß, damit die Grundmauer unter ihrer Einwirkung parallel mit sich selbst verschoben wird, sowie dadurch, daß man den Schnittpunkt der Angriffsgeraden der Resultierenden in diesen Lagen bestimmt, erhält man auch hier einen Punkt, den man folglich als den Mittelpunkt der Pfahlgründung bezeichnen kann, da jede Kraft, die an der Grundmauer angreift und durch diesen Punkt geht, eine Parallelverschiebung der Grundmauer hervorruft. Die Art der Bestimmung dieses Punktes ist im vorliegenden Falle etwas verschieden von der, die im vorhergehenden Fall angewendet wurde, und zwar infolge des Auftretens des Einspannungsmomentes.

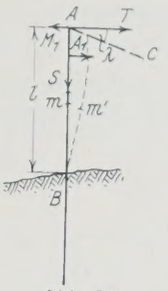


Abb. 24.

Es sei AB (Abb. 24) ein beliebiger Pfahl einer Pfahlgründung, und der Pfahlkopf A bewege sich infolge einer Parallelverschiebung der Grundmauer gleich der Längeneinheit in der beliebig gewählten Richtung AC nach A_1. Es bezeichne weiter J_p das Trägheitsmoment des Pfahlquerschnittes, bezogen auf die Biegungsachse, sowie E das Elastizitätsmaß des Pfahlstoffes; nach der Biegungslehre und nach den Bezeichnungen, die aus der Abbildung hervorgehen, ist die Durchbiegung normal zum Pfahl

$$1 \cdot \cos\lambda = \frac{T\, l^3}{3 J_p E} - \frac{M_i\, l^2}{2 J_p E}$$

und der Drehwinkel beim Pfahlkopf

$$\frac{T\, l^2}{2 J_p E} - \frac{M_i\, l}{J_p E} = 0.$$

Hieraus erhält man

$$M_i = {}^1/_2\, T l, \quad T = \frac{12\, J_p\, E \cos\lambda}{l^3} = k''' \cos\lambda,$$

worin, da die Verschiebung des Pfahlkopfes in der Seitenrichtung $1 \cdot \cos\lambda$ beträgt, $k''' = \frac{12 J_p E}{l^3}$ in diesem Falle als die relative Tragkraft des Pfahles in der Seitenrichtung betrachtet werden kann.

(Anmerkung: Wenn man k''' mit dem Wert $k'' = \frac{3 J_p E}{l^3}$ vergleicht, den man erhalten würde, wenn die Grundmauer mit den Pfählen nur frei verbunden wäre, so findet man, daß $k''' = 4\, k''$ ist.)

Hieraus geht hervor, daß bei der Biegung des Pfahles das resultierende Biegungsmoment im Mittelpunkte m der freistehenden Länge des Pfahles $T \cdot {}^1/_2 - M_i = 0$ ist. Der Pfahl kann also, da man von der Mauer annimmt, daß sie einer Parallelverschiebung unterworfen wird, in m durchschnitten gedacht werden, und der Zusammenhang wird durch die Kräfte S und T ersetzt, ohne daß irgendwelche Veränderung entsteht, sei es bezüglich der Verschiebung der Grundmauer, sei es bezüglich des Spannungszustandes des Pfahles.

Betreffs des Mittelpunktes gilt daher — unter den angegebenen Voraussetzungen — folgende Regel: Der Mittelpunkt für eine gegebene Pfahlgründung, bei der die Pfähle in die Grundmauer eingespannt sind, stimmt überein mit dem Mittelpunkt einer Pfahlgründung, die man sich dadurch erhalten denken kann, daß man die Pfähle in der gegebenen Pfahlgründung um die Hälfte ihrer freistehenden Länge verkürzt, und die Grundmauer entsprechend nach unten vergrößert und frei mit den Pfählen verbindet.

Für die in Abb. 23 skizzierte Pfahlgründung mit der Grundfläche AB erhält man somit den Mittelpunkt, indem man sich die Grundmauer $ABCDEF$ durch die Mauer $A_1 B_1 CDEF$ ersetzt denkt. Diese ist frei mit den Pfählen verbunden, deren freistehende Länge um die Hälfte verkürzt ist. Zu der so erhaltenen Pfahlgründung bestimmt man den Mittelpunkt, wie vorher angegeben, wobei zu beachten ist, daß die relative Tragkraft der Pfähle in der Seitenrichtung viermal so groß genommen wird, als wenn die Pfähle nicht in die Grundmauer eingespannt wären.

3. Bestimmung der Verschiebung der Grundmauer.

In derselben Weise wie im vorhergehenden Fall findet man, daß, wenn die Pfähle in die Mauer eingespannt sind, die Verschiebung der Mauer infolge der Belastung im allgemeinen als eine sehr kleine Drehung um eine Achse aufgefaßt werden kann, die parallel zur Längsrichtung der Mauer ist.

Mit denselben Bezeichnungen, die wir vorher anwandten, und mit einem in den Mittelpunkt O verlegten Achsensystem (Abb. 25) erhält man, nachdem man die Belastungsresultierende R unter Hinzufügung des Kräftepaares Rr in den Ursprung verschoben und in Richtung der Angriffsgeraden von R_a und R_b in die Komponenten R_1 und R_2 zerlegt hat, hinsichtlich der Drehbewegung um die z-Achse

$$Rr = \Sigma S_\sigma \cdot a + \Sigma T_\sigma \cdot b - \Sigma M_{i\sigma},$$

worin S_σ, T_σ, $M_{i\sigma}$ die Beanspruchungen eines Pfahles DE im allgemeinen bedeuten, die dieser Drehbewegung entsprechen.

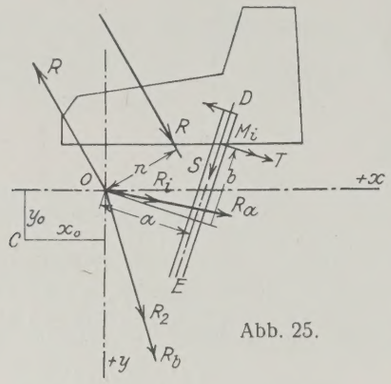


Abb. 25.

Außerdem ist wie vorher

$$S_\sigma = k' s = k' a \operatorname{tg} \sigma \tag{21}$$

sowie zur näheren Bestimmung von T_σ und $M_{i\sigma}$ in ihrem gegenseitigen Verhältnis, nach der gewöhnlichen Biegungslehre:

die seitliche Durchbiegung

$$t = b\,\sigma = \frac{T_\sigma \cdot l^3}{3 J_p E} - \frac{M_{i\sigma} \cdot l^2}{2 J_p E}$$

sowie der gemeinsame Drehwinkel der Mauer und des Pfahlkopfes

$$\operatorname{tg} \sigma = \frac{T_\sigma \cdot l^2}{2 J_p E} - \frac{M_{i\sigma} \cdot l}{J_p E},$$

woraus man, nach Einsetzen von $k''' = \frac{12 J_p E}{l^3}$, erhält

$$T_\sigma = k''' (b - {}^1/_2 l)\,\sigma, \quad M_{i\sigma} = k''' ({}^1/_2 b - {}^1/_3 l)\, l\,\sigma. \tag{22}$$

Setzt man diese Ausdrücke für T_σ und $M_{i\sigma}$ in die Momentengleichung für die Drehung um die z-Achse ein, so findet man

$$Rr = (\Sigma k' a^2 + \Sigma k''' b^2 + {}^1/_3 \Sigma k''' l^2 - \Sigma k''' b\, l)\,\sigma$$

oder, wenn man der Kürze halber setzt

$$\Sigma k' a^2 + \Sigma k''' (b^2 + {}^1/_3 l^2 - b\, l) = J'.$$

$$\sigma = \frac{Rr}{J'}. \tag{23}$$

In ähnlicher Weise wie vorher nach S. 824 hat man hinsichtlich der Parallelbewegungen längs der x- und y-Achse

$$p \cos \gamma = \frac{R_1}{R_a}, \quad p \sin \gamma = \frac{R_2}{R_b},$$

woraus man die Koordinaten der Drehachse der resultierenden Bewegung erhält:

$$x_o = -\frac{R_2 J'}{R_b \cdot Rr}, \quad y_\sigma = \frac{R_1 J'}{R_a \cdot Rr}, \tag{24}$$

welche Ausdrücke auch durch

$$x_o = -\frac{J'}{R_b \cdot r_2}, \quad y_\sigma = \frac{J'}{R_a \cdot r_1}, \tag{24a}$$

ersetzt werden können, worin r_1 und r_2 dieselbe Bedeutung haben wie vorher (siehe S. 824).

4. Berechnung der Hauptbeanspruchungen der Pfähle.

Nachdem man den Drehwinkel σ und die Lage der Drehachse kennt, macht es keine Schwierigkeiten mehr, die Hauptbeanspruchungen S und T und das Einspannmoment M_i für die Pfähle zu bestimmen.

Dies kann, ähnlich wie im vorhergehenden Fall, entweder mit Hilfe der Ausdrücke (21) und (22) für S, T und M_i geschehen, wobei man nur an Stelle von a und b die entsprechenden Größen u und v, bezogen auf die Drehachse C der resultierenden Verschiebung der Grundmauer, einsetzt, oder unter Anwendung der allgemeinen Ausdrücke

$$S = S_\sigma + S_x + S_y, \quad T = T_\sigma + T_x + T_y, \quad M_i = M_{i\sigma} + M_{ix} + M_{iy},$$

wo die Größen auf der rechten Seite der Gleichungen die Hauptspannungen und die Einspannungsmomente der Pfähle bezeichnen, die der Drehbewegung um die z-Achse und den Parallelbewegungen längs der x- und y-Achsen entsprechen.

Für die Beanspruchung S in der Längsrichtung der Pfähle hat man in diesem Falle, genau wie S. 824 und mit denselben Bezeichnungen, nachdem man für J setzt J',

$$S = k' \left(\frac{Rra}{J'} + \frac{R_1}{R_a} \cdot \cos \delta + \frac{R_2}{R_b} \cdot \sin \delta \right). \tag{25}$$

Dagegen ist die Seitenbeanspruchung T und das Einspannungsmoment M_i der Pfähle, bezogen auf eine Drehung um die z-Achse,

$$T_o = k''' (b - {}^1/_2 l)\,\sigma = \frac{k''' (b - {}^1/_2 l)\, Rr}{J'},$$

$$M_{i\sigma} = k''' ({}^1/_2 b - {}^1/_3 l)\, l_\sigma = \frac{k''' ({}^1/_2 b - {}^1/_3 l)\, l\, Rr}{J'},$$

sowie nach S. 824 für die Parallelbewegungen

längs der x-Achse

$$\begin{cases} t_x = \dfrac{R_1}{R_a} \cdot \sin \delta = \dfrac{T_x l^3}{3 J_p E} - \dfrac{M_{ix} l^2}{2 J_p E}, \\ \sigma = \dfrac{T_x l^2}{2 J_p E} - \dfrac{M_{ix} l}{J_p E}; \end{cases}$$

und längs der y-Achse

$$\begin{cases} t_y = \dfrac{R_2}{R_b} \cdot \cos \delta = \dfrac{T_y l^3}{3 J_p E} - \dfrac{M_{iy} l^2}{2 J_p E}, \\ \sigma = \dfrac{T_y l^3}{2 J_p E} - \dfrac{M_y l}{J_p E}. \end{cases}$$

Diese Gleichungen geben nach Einsetzen von

$$k''' = \frac{12 J_p E}{l^3}$$

$$T_x = k''' \cdot \frac{R_1}{R_a} \cdot \sin \delta, \quad M_{ix} = {}^1/_2 T_x\, l = {}^1/_2 k''' \cdot \frac{R_1}{R_a} \cdot l \sin \delta;$$

$$T_y = -k''' \cdot \frac{R_2}{R_b} \cdot \cos \delta, \quad M_{iy} = {}^1/_2 T_y\, l = -{}^1/_2 k''' \cdot \frac{R_2}{R_b} \cdot l \cos \delta,$$

welche Werte nach Einsetzen in die vorhergehende allgemeine Gleichung für T und M_i, zu folgenden Formeln zur Berechnung der Seitenbeanspruchung des Einspannungsmomentes führen:

$$\begin{cases} T = k''' \left(\dfrac{[b - {}^1/_2 l]\, Rr}{J'} + \dfrac{R_1}{R_a} \cdot \sin \delta - \dfrac{R_2}{R_b} \cdot \cos \delta \right), \\ M_i = {}^1/_2 k''' \left(\dfrac{[b - {}^2/_3 l]\, Rr}{J'} + \dfrac{R_1}{R_a} \cdot \sin \delta - \dfrac{R_2}{R_b} \cdot \cos \delta \right). \end{cases} \tag{26}$$

In Übereinstimmung mit dem, was auf S. 824 bemerkt wurde, gibt ein positiver Wert von T an, daß diese Kraft den Winkel σ vergrößert; was das Vorzeichen für M_i betrifft, ist auf S. 829 angenommen worden, daß das Einspannungsmoment positiv ist, wenn es in den Pfahlenden eine Biegung hervorruft, die entgegen der von den Seitenbeanspruchungen hervorgerufenen Biegung gerichtet ist (s. Abb. 24). Nach dem, was ebenfalls vorher bemerkt wurde, muß die Strecke b als positiv oder negativ betrachtet werden, je nachdem diese Strecke oberhalb oder unterhalb der durch den Mittelpunkt gehenden Normalebene des Pfahles liegt.

5. Beispiele.

Als ein Beispiel für den Fall, daß die Pfähle fest in die Grundmauer eingespannt sind, können wir die in Abb. 26 skizzierte Kaimauer benutzen, von der wir annehmen, daß sie auf Pfählen aus Eisenbeton ausgeführt ist, die so mit der Mauer verbunden sind, daß sie als vollkommen in diese eingespannt betrachtet werden können. Wir nehmen außerdem an, daß die Kaimauer in 1,2 m Tiefe unter der Erdoberfläche wagerecht mittels der Versteifung AB verankert ist, die praktisch nur Widerstand gegen eine wagerechte Verschiebung der Mauer nach außen, senkrecht zur Längsrichtung der Mauer bietet.

Zunächst muß bemerkt werden, daß die zuletzt dargestellte Theorie natürlich auch auf eine solche Pfahlgründung angewendet werden kann, bei der nicht alle Pfähle fest in die Grundmauer eingespannt sind, und einige Pfähle keine Beanspruchungen in der Seitenrichtung aufzu-

nehmen vermögen, wenn dies nur bei der Annahme der Werte für die Koeffizienten k', k'' und k''' berücksichtigt wird. In dem gewählten Beispiel können wir also die Versteifung als einen wagerecht gerichteten Pfahl betrachten, der zwar fest in der Mauer verankert ist, für den aber $k'' = 0$ ist.

Bei der Berechnung der Pfähle, die teilweise — wie Abb. 26 zeigt — graphisch, teils analytisch ausgeführt wird, wird für die Pfähle angenommen $k'_1 = k'_2 = k'_3 = 80$ t/cm, $k'''_1 = 32{,}0$, $k'''_2 = 8{,}4$, $k'''_3 = 4{,}0$ t/cm, sowie für die Versteifung $k'_0 = 4{,}0$ t/cm und $k'''_0 = 0$.

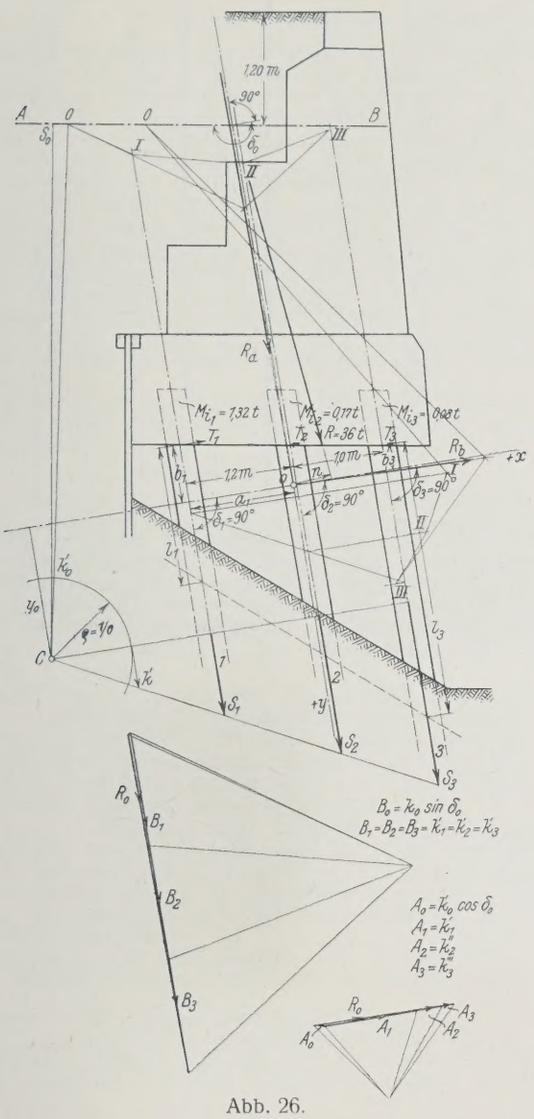


Abb. 26.

Die große Verschiedenheit der Werte für k''' rührt daher, daß nach der Theorie dieser Koeffizient als umgekehrt proportional dem Kubus der freistehenden Länge der Pfähle anzunehmen ist, wobei vorausgesetzt ist, daß die Pfähle etwa 0,5 m unter der Erdoberfläche als fest in den Boden eingespannt betrachtet werden können. Das Achsensystem ist so angenommen, daß die x-Achse senkrecht, die y-Achse parallel zu den Pfählen verläuft, die eine Neigung von 1 : 6 gegen die Lotrechte haben.

Die Hebelarme a und b, bezogen auf den Mittelpunkt, sind unmittelbar aus der Zeichnung abgegriffen; ihre Werte, ebenso wie die Werte der übrigen Größen, die bei der Berechnung vorkommen, und die von der auf die Mauer wirkenden Belastung unabhängig sind, finden sich in folgender

Tabelle.

Nr.	δ	k' t/cm	k''' t/cm	a m	a^2 m²	b m	b^2 m²	l m	l^2 m²	bl m²	$b^2 + \frac{1}{3}l^2 - bl$ m²
0	189 30′	4,0	0	— 3,90	15,2100	—	—	—	—	—	—
1	90°	80,0	32,0	— 1,17	1,3689	+ 0,61	0,3721	1,50	2,2500	0,9150	0,2071
2	90°	80,0	8,4	+ 0,03	0,0009	+ 0,43	0,1849	2,32	5,3824	0,9976	0,9814
3	90°	80,0	4,0	+ 1,03	1,0609	+ 0,27	0,0729	3,00	9,0000	0,8100	2,2629

An Hand der Tabelle erhält man für 1 m Länge der Kaimauer das Trägheitsmoment $J' = k' a^2 + k''' (b^2 + \frac{1}{3} \cdot l^2 - b\,l) = 4 \cdot 100 \cdot 15{,}21 + 80 \cdot 100\,(1{,}3689 + 0{,}0009 + 1{,}0609) + 32 \cdot 100 \cdot 0{,}2071 + 8{,}4 \cdot 100 \cdot 0{,}9814 + 4{,}0 \cdot 100 \cdot 2{,}2629 = 27\,922 \approx 28\,000$ tm,

wobei man aus der graphostatischen Berechnung erhält

$$R_a = 48 \text{ t/cm} = 4800 \text{ t/m}, \quad R_b = 240 \text{ t/cm} = 24\,000 \text{ t/m}.$$

Die Berechnung der Beanspruchung der Pfähle ist für eine äußerste Lage der Belastungsresultierenden durchgeführt; diese ist auf $R = 36$ t für 1 m Mauerlänge mit einem Hebelarm, bezogen auf den Mittelpunkt der Pfahlgründung, von $r = 0{,}4$ m geschätzt worden. Die Komponenten von R längs der Angriffsgeraden von R_a und R_b sind zu $R_1 = 3{,}6$ t, $R_2 = 35{,}8$ t gemessen worden.

Auf Grund dessen sind die Hauptbeanspruchungen der Versteifung und der Pfähle und die Einspannungsmomente der letzteren berechnet worden, teils analytisch mit Hilfe der Formeln 25 und 26, teils graphisch, die Längsbeanspruchung S mittels der Grundgleichung $S = k' \operatorname{tg} \sigma\, u$, wie die Tafel zeigt.

Das Ergebnis der Berechnung geht hervor aus folgender

Tabelle der Hauptbeanspruchungen und Einspannungsmomente.

	S t	T t	M_i tm
Versteifung $A - B$ . . .	— 1,2	—	—
Pfahl Nr. 1	+ 7,2	+ 2,2	+ 1,32
„ „ 2	+ 12,1	+ 0,3	+ 0,17
„ „ 3	+ 16,3	+ 0,04	— 0,08

In der Tabelle bedeutet für S + Druck, — Zug; für T +, daß die Beanspruchung den Winkel δ vergrößert, und für M_i +, daß das Moment den Winkel δ verkleinert, — es ihn vergrößert.

Die Koordinaten der Drehachse der Mauer in dem angenommenen Achsensystem werden mittels der Formel 24 berechnet zu

$$x_o = -\frac{35{,}8 \cdot 28\,000}{24\,000 \cdot 36 \cdot 0{,}4} = -2{,}90 \text{ m},$$

$$y_o = \frac{3{,}6 \cdot 28\,000}{4800 \cdot 36 \cdot 0{,}4} = 1{,}46 \text{ m};$$

der Drehwinkel mittels (23) zu

$$\sigma = \frac{R\,t}{J'} = \frac{36 \cdot 0{,}4}{28\,000} = 0{,}000\,51\,.$$

Infolge der Einspannung der Pfähle in die Mauer sind die Biegungsspannungen in ihnen im allgemeinen wesentlich kleiner als in dem Falle, wo die Kaimauer frei mit den Pfählen verbunden ist. Anderseits trägt die Verankerung der Mauer durch die Versteifung AB wesentlich dazu bei, die Beanspruchungen der Pfähle in ihren Längsrichtungen auszugleichen; diese Beanspruchungen hätten für den Fall, daß die Pfähle in die Mauer eingespannt wären, aber diese nicht verankert wäre, viel unvorteilhaftere Werte angenommen, als man unter den hier gemachten Annahmen erhielt.

Schlußwort.

Die Gültigkeit der im vorhergehenden dargestellten Theorie ist, auf Grund der anfangs gemachten Annahmen, hauptsächlich in zwei verschiedenen Richtungen begrenzt. Zuerst wurde vorausgesetzt, daß entweder die Pfähle untereinander parallel sein sollten oder, wenn dies nicht der Fall ist, daß die Pfahlgründung wenigstens eine Symmetrieebene haben soll, zu der die Pfähle parallel sein sollen, sowie daß die belastenden Kräfte, die auf die Grundmauer wirken, sich zusammensetzen lassen zu einer Resultierenden, deren Angriffsgerade in der Symmetrieebene liegt.

Die Theorie kann jedoch ohne Schwierigkeit auch in gewissen anderen einfacheren Fällen Anwendung finden, z. B. in dem, wo die Pfahlgründung wohl eine Symmetrieebene hat, in der die Belastungsresultierende liegt, wobei die Pfähle aber nicht parallel zu dieser Ebene sind,

Man denkt sich nämlich in einem solchen Falle zuerst die symmetrisch gelegenen Pfähle je zwei und zwei ersetzt durch einen angenommenen Pfahl, der in der Schnittgeraden der Symmetrieebene und der Ebene liegt, die durch die erstgenannten beiden Pfähle bestimmt ist, und sucht nach der Theorie die Beanspruchungen für diesen angenommenen Pfahl; die Beanspruchungen für die wirklichen Pfähle erhält man dann durch Zerlegen der Beanspruchungen des angenommenen Pfahles in Komponenten.

Weiter wurde angenommen, daß die Grundmauer im Verhältnis zur Pfahlgründung als ein starrer Körper betrachtet werden kann, d. h., daß die Formänderung der Grundmauer vernachlässigt werden kann. In den meisten Fällen dürfte diese Annahme mit genügender Genauigkeit den wirklichen Verhältnissen entsprechen, in gewissen Fällen jedoch, z. B. bei

neuzeitlichen Kaikonstruktionen, bei denen die Mauerstärke auf das kleinstmögliche Maß beschränkt ist, ist es fraglich, ob eine solche Annahme gerechtfertigt ist. Jedoch dürfte in solchen Fällen bei der ersten Berechnung die Theorie mit Vorteil anzuwenden sein; eine nachträgliche Korrektur der Ergebnisse ist jedoch erwünscht.

Diese kann am einfachsten dadurch ausgeführt werden, daß man für die nachgiebigsten Teile der Grundmauer die Formänderung im Verhältnis zu dem festeren Teil der Grundmauer unter Berücksichtigung der nach der Theorie gefundenen Werte der Pfahlwiderstände bestimmt und dann für die Pfähle, die mit den fraglichen Teilen der Grundmauer in Verbindung stehen, zuerst die Verschiebungen und dann die Beanspruchungen errechnet. Hierbei ist natürlich zu beachten, daß die neuen Werte der Beanspruchungen im allgemeinen etwas zu klein werden, weswegen man die gesuchten Werte nur innerhalb gewisser Grenzen erhält, die um so enger sind, je kleiner die Formänderung der Grundmauer ist.

Schließlich sei noch bemerkt, daß die Annahme der Proportionalität zwischen den Verschiebungen und den entsprechenden Beanspruchungen der Pfähle in gewissen Fällen, z. B., wenn die Pfähle in Eisenbeton ausgeführt sind, nicht völlig der Wirklichkeit entspricht; in solchen Fällen muß jedoch die Theorie, unter der Voraussetzung, daß für die Koeffizienten k' und k'' passende Werte angenommen werden, praktisch brauchbare Ergebnisse liefern, die ebenso gut sind wie diejenigen, die man erhält, wenn man die gewöhnliche Biegungstheorie zur Berechnung von Eisenbetonkonstruktionen für andere Zwecke anwendet.

Tabelle. Tragvermögen von Reibungspfählen für Haus- und Kaibauten in Gotenburg.[1])

Pfahllänge m	Oberer Durchmesser des Pfahles cm	Fläche m²	Zulässige Längsbeanspruchung bei 3,5 facher Sicherheit t
23	13	17,8	9,0
	10	15,6	7,7
22	15	18,0	9,0
	12	15,8	8,0
	9	13,8	6,9
21	16	17,4	8,7
	13	15,5	7,7
	10	13,5	6,7
20	19	18,0	9,0
	17	17,0	8,4
	15	15,7	7,8
	13	14,4	7,1
	10	12,5	6,2
19	18	16,3	8,0
	15	14,6	7,2
	13	13,5	6,6
	10	10,8	5,7
18	17	14,6	7,1
	15	13,6	6,6
	13	12,4	6,1
	9	10,2	5,0
17	18	14,1	6,8
	15	12,6	6,1
	12	10,9	5,3
	9	9,3	4,6
16	19	13,6	6,4
	17	12,5	6,0
	15	11,6	5,5
	11	9,5	4,6
	9	8,9	4,1
15	18	12,6	5,6
	15	10,6	5,0
	13	9,7	4,6
	10	8,2	4,0
14	19	11,4	5,2
	17	10,5	4,9
	15	9,7	4,5
	13	8,8	4,1
	10	7,5	3,5
13	18	10,0	4,5
	15	8,7	4,0
	13	8,0	3,7
	11	7,1	3,3
	9	6,3	3,0
12	18	9,0	4,0
	15	7,9	3,6
	12	6,8	3,1
	10	6,0	2,8
11	18	8,1	3,6
	15	7,1	3,1
	12	6,0	2,7
	9	5,0	2,3
10	18	7,2	3,1
	15	6,3	2,7
	13	5,6	2,5
	9	4,4	2,0
9	18	6,4	2,6
	15	5,5	2,3
	12	4,7	2,0
	9	3,8	1,7

[1]) Die Tabelle ist aufgestellt worden an Hand von ausgeführten Belastungsversuchen bei allgemeinen Arbeiten der Stadt Gotenburg sowie bei den Gründungsarbeiten der Bohusbahnbrücke über den Götafluß nach Angaben von Leutnant Knut E. Petterson, Abteilungschef bei der Gotenburger Hafenverwaltung. Der natürliche Boden in Gotenburg besteht aus sogen. blauem Ton.

INHALT: Die Erneuerung der Eisenbahnbrücke über die Oder bei Oppeln. — Erweiterung der sogenannten „Neuen" Elbbrücke und der Billhorner Brücke in Hamburg. — Konstruktionen für den Umbau 1927/28 des Opernhauses Berlin, Unter den Linden. — Theorie der Pfahlgründungen.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau. — Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

DIE BAUTECHNIK

6. Jahrgang | BERLIN, 21. Dezember 1928 | Heft 55

Vergleich der neuen französischen Brückenvorschriften mit den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Chefingenieur **Alfred Pilder,** techn. Oberinspektor der Rumänischen Staatsbahnen, Bukarest.

Der französische Minister für öffentliche Arbeiten hat mit seiner Verordnung vom 10. Mai 1927[1]) die seit 1915 bestehenden Berechnungsgrundlagen für eiserne Brücken außer Kraft gesetzt und eine Neuregelung vorgenommen. Wie ein augenscheinlich halbamtlicher Bericht im „Génie Civil" 1928, S. 134, mitteilt, geschah dies auf Verlangen der Eisenindustrie, und zwar des Chambre syndicale des Entrepreneurs de Constructions métalliques de France, also offenbar aus Gründen des Wettbewerbs mit anderen Bauweisen, vor allem mit dem Eisenbeton. Das Ministerium beabsichtigte ursprünglich, gleichzeitig auch die veralteten Berechnungsgrundlagen für Eisenbetonbauwerke (vom 20. Oktober 1906) neu zu regeln, doch wurde dies bis zum Abschlusse der vom Chambre syndicale des Constructeurs en béton armé neuerdings unternommenen Versuche zurückgestellt. Lediglich die Vorschrift, betreffend die Stoßzahl, mit der die beweglichen Lasten zu multiplizieren sind, wurde durch die vorliegende Regelung auch auf Eisenbetonbauwerke ausgedehnt.

In der Folge soll dieses „Règlement" (abgekürzt **R 1927**) mit den derzeit geltenden Berechnungsgrundlagen der Reichsbahn[2]) (abgekürzt **B E**) verglichen werden.

1. Belastungsannahmen.

Abb. 1 zeigt den für Vollbahnen vorgeschriebenen Lastenzug des R 1927, der gegenüber dem des Règlements von 1915 (abgekürzt **R 1915**) nur in bezug auf die Wagen abweicht. Es wurden nämlich, wie in B E, Großgüterwagen eingeführt, wenn auch etwas leichtere als dort vorgesehen (7,27 t/m statt 8 t/m). Das R 1915 hatte zweiachsige Güterwagen von nur 5 t/m. Wie nach R 1915 sind auch nach R 1927 die Lokomotiven des Lastenzuges nur gleichgerichtet, Schornstein voran anzunehmen, und die Wagen sind an den Tender der zweiten Lokomotive einseitig anzuhängen.

Das R 1915 hatte vorgeschrieben, daß für Träger bis zu 16 m Spannweite auch folgende mögliche Verteilung der Lokomotivachsgewichte berücksichtigt werden muß: $17 + 20 + \mathbf{26} + 20 + 17 = 100$ t. Diese mittelbare Berücksichtigung der dynamischen Kräfte ist im R 1927 fallengelassen worden. Allen dynamischen Einwirkungen wird folgerichtigerweise durch Einführung einer Stoßzahl Rechnung getragen.

Abb. 2 u. 3 ermöglichen einen Vergleich der größten Momente bezw. Querkräfte, die von den Lastenzügen des R 1927 und R 1915 bezw. dem N-, E- und G-Zug des B E in Trägern mit Spannweiten von 2 bis 120 m hervorgerufen werden. Um klare Linien zu erzielen, wurden die Größen für alle Lastenzüge in % der betreffenden, für den N-Zug erhaltenen Werte dargestellt.

Der Vergleich zeigt, daß die Werte der R 1915-Linie in den behandelten Spannweiten 59 bis 104% der N-Linienwerte ausmachen. Die Spannung beträgt also 45%. Für die R 1927-Linie ergibt sich eine Spannung von nur 23%, die Annäherung ist also offenbar. Im ganzen halten sich die Wirkungen des Lastenzuges R 1927 zwischen denjenigen des deutschen E- und G-Zuges. Sie kommen den Wirkungen des letzteren besonders nahe (erreichen sie sogar an einer Stelle) in den Spannweiten zwischen 15 und 40 m. Es ist das auf den verhältnismäßig leichten Tender des Lastenzuges R 1927 zurückzuführen, der nur 6 t/m wiegt, also leichter ist als der Wagenzug. Dieser leichte Tender wurde aus dem Lastenzug R 1915 unverändert übernommen, wo sein Gewicht zwischen dem der Lokomotiven und der Wagen sinngemäß eine Mittelstellung einnahm. Im Lastenzug R 1927 ist der Tender der leichteste Teil des Zuges. Das erscheint unangebracht, besonders auch im Hinblick auf einen künftig möglichen elektrischen Betrieb, der nur Tenderlokomotiven kennt.[3]) Der französische Lastenzug wird, wenn sein Tender einmal ausgeschaltet werden sollte, in seinen Wirkungen denen des deutschen E-Zuges sehr nahe kommen.

Im übrigen darf nicht vergessen werden, daß dieser Lastenzug eine Mindestlast darstellt, die den großen Privatbahnen in Frankreich, wohl hauptsächlich im Interesse der Landesverteidigung von Staats wegen vorgeschrieben wird, um die Freizügigkeit des rollenden Materials zu sichern. Es bleibt den Gesellschaften unbenommen, dort, wo sie es für wirtschaftlich halten, ihre Brücken auch für schwerere Lastenzüge zu bemessen.

2. Stoßzahl.

Das R 1927 schreibt vor, daß die Achsengewichte des Lastenzuges mit einer Stoßzahl zu multiplizieren sind, um den dynamischen Einwirkungen der Verkehrslasten Rechnung zu tragen.

Die Spannungen berechnen sich also nunmehr auch in Frankreich nach der Mainzer Formel von Altmeister Gerber:

$$\sigma = \frac{S_g + \varphi S_p}{F}.$$[4])

Das bedeutet einen großen Schritt vorwärts auf dem Wege zum Angleich der Eisenbahnbrückenbau-Vorschriften.

Noch das R 1915 hatte den dynamischen Wirkungen dadurch Rechnung getragen, daß die Spannungen aus der ständigen Last um 60% verringert in Rechnung zu setzen waren:

$$0{,}4\,\sigma_g + \sigma_v \leqq 800 \text{ kg/cm}^2.$$

[1]) Règlement du Ministère des Travaux Publics pour le calcul et les épreuves des ponts métalliques et commentaires explicatifs. Circulaire ministérielle du 10 mai 1927. Imprimerie administrative centrale. 8 Rue de Furstenberg. Paris (VIe).

[2]) Deutsche Reichsbahn-Gesellschaft. Vorschriften für Eisenbauwerke. Berechnungsgrundlagen für eiserne Eisenbahnbrücken. Eingeführt durch Verfügung der Hauptverwaltung vom 25. Februar 1925. 82 D 2531. Berlin. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

[3]) Die Tender der neuzeitlichen europäischen Dampflokomotiven sind im allgemeinen, auf die Längeneinheit bezogen, kaum leichter als die zugehörigen Lokomotiven. Die Rumänischen Staatsbahnen haben z. B. zahlreiche Lokomotiven im Betriebe, deren Tender bis 7,5 t/m wiegen, also beträchtlich schwerer sind als die Tender des R 1927.

[4]) Hier wie im folgenden ist die Formelsprache des B E benutzt worden. In Frankreich sind andere Bezeichnungen herkömmlich.

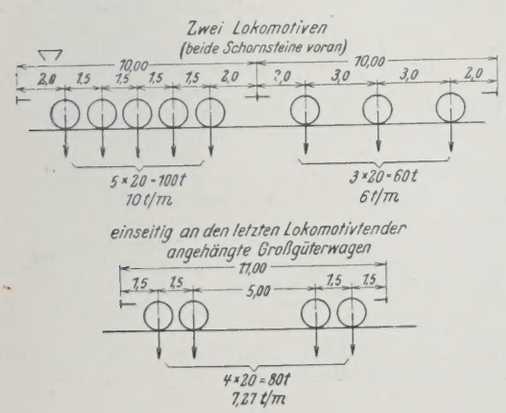


Abb. 1.
Lastenzug des R 1927 für Vollspurbahnen.

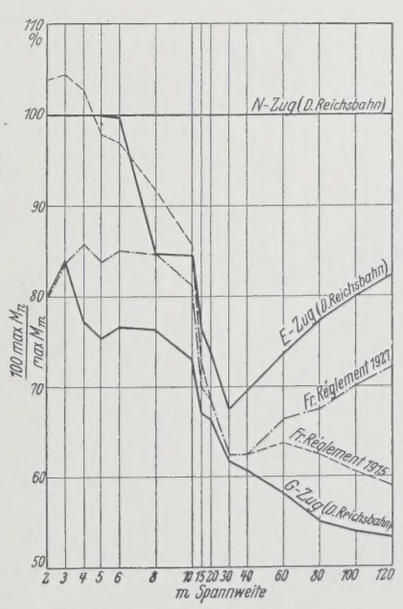


Abb. 2. Größtmomente bezogen
auf den N-Zug der Deutschen Reichsbahn.

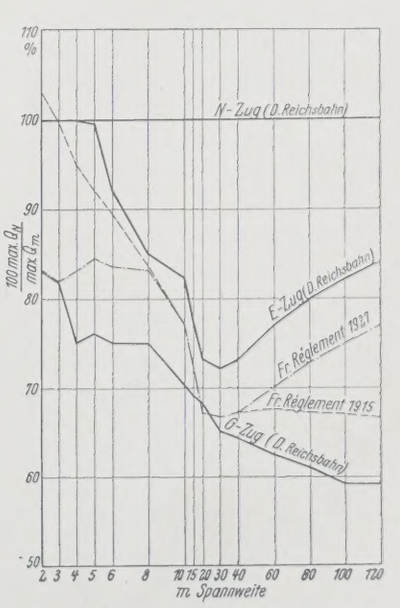


Abb. 3. Größte Querkräfte bezogen
auf den N-Zug der Deutschen Reichsbahn.

Das stellte eine vergleichsweise unklare Fassung dar, nicht besser als die der ehemaligen preußischen und der österreichischen Verordnungen, nach denen die zulässigen Spannungen mit zunehmender Spannweite abnahmen.[5]) Die Einführung der Stoßzahl ist dagegen zweifellos ein Fortschritt, und zwar ein notwendiger auf dem Wege zur endgültigen Klärung dieser vielumstrittenen Frage.

Das R 1927 setzt die Stoßzahl in Abhängigkeit von der Stützweite (l) des betreffenden Trägers und vom Verhältnis der ständigen Lasten (ΣG) zu den Verkehrslasten (ΣP):

$$\varphi = 1 + \alpha + \beta = 1 + \frac{0{,}4}{1 + 0{,}2\,l} + \frac{0{,}6}{1 + 4\,\Sigma G/\Sigma P}.$$

Unter ΣP wird das Gesamtgewicht der Zugachsen verstanden, die den Träger gleichzeitig belasten können. Diese Fassung führt zu einer Unstetigkeit im Verlaufe des Gliedes β der Stoßzahlformel, da ΣP sprunghaft veränderlich ist.

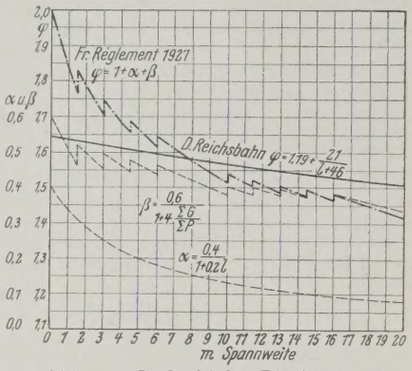


Abb. 4. Stoßzahl für Blechträger, Fahrbahn oben.

Abb. 4 zeigt den daraus folgenden zickzackförmigen Verlauf der β- und φ-Werte,[6]) und zwar für Träger mit obenliegender Fahrbahn.

Die Fassung ist offenbar zu fein für die groben Wirkungen, um die es sich handelt.

An sich ist es wohl zu begrüßen, daß die französische Formel auch das Verhältnis der ständigen zur bewegten Last in die Rechnung einführt. Das entspricht dem technischen Gefühl und wird sich vor allem bei der Berechnung bestehender Brücken auf verkehrende Lastenzüge bewähren. Es ermöglichte im vorliegenden Falle die Ausdehnung der Formel auch auf die Eisenbetonbauwerke.[7])

Als ein Mangel der französischen Stoßzahlvorschrift ist dagegen zu bezeichnen, daß sie das Vorhandensein bezw. die Schweißung der Schienenstöße nicht berücksichtigt.

Abb. 5 zeigt den Verlauf der α-, β- und φ-Linie bei größeren Spannweiten für Träger mit untenliegender Fahrbahn. Die Unstetigkeit von ΣP ist für größere Spannweiten unerheblich; für Spannweiten, denen ein ΣP-Sprung entspricht, wurde hier der jeweils kleinere Wert eingesetzt. Zum Vergleich wurde in beide Schaubilder auch die φ-Linie der BE eingezeichnet, und zwar nach der Formel

$$\varphi = 1{,}19 + \frac{21}{l + 46}$$

(Querschwellenoberbau ohne durchgehende Bettung, Schienenstöße ungeschweißt).

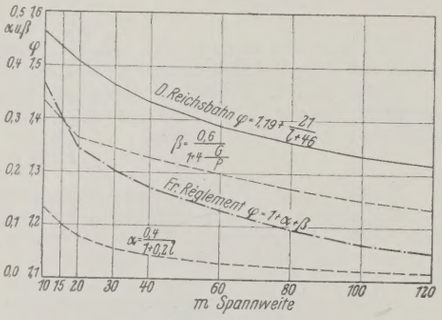


Abb. 5. Stoßzahl für Blech- bezw. Fachwerkträger, Fahrbahn unten.

Für die belanglosen kleinsten Spannweiten liegt die französische Stoßzahl oberhalb derjenigen der Reichsbahn (größter Unterschied + 21 % bei $l = 0$). Für gewöhnliche Fahrbahnträger ergeben sich praktisch die gleichen Stoßzahlen, für größere Spannweiten ergibt die französische Formel kleinere Werte als die deutsche (— 13 % für $l = 120$ m).

Die Unterschiede sind bei der Unzulänglichkeit der experimentellen Grundlage gering zu nennen.

Man darf wohl sagen, daß in der praktischen Abschätzung der dynamischen Einwirkungen die deutsche und die französische Behörde so ziemlich eines Sinnes sind.

Anschließend an diese Feststellung ist darauf hinzuweisen, daß auch die neue französische Stoßzahlformel noch kein Glied enthält, das den Einfluß der Zuggeschwindigkeit auf die dynamischen Wirkungen ausdrückt. Im allgemeinen ist das ja nach dem heutigen Stande der Frage noch zu viel verlangt; wohl wäre es aber möglich und wünschenswert, wenigstens schätzungsweise anzugeben, welche Abstriche von der Stoßzahl gemacht werden können, wenn die Geschwindigkeit auf ein Mindestmaß (etwa 5 km/Std.) herabgedrückt wird.

Es hat dies seine Bedeutung für den besonderen Fall, daß außerordentliche, sonst nicht zugelassene Lasten langsam über Brücken befördert werden und im allgemeinen für Linien mit schwachen Brücken, zu deren Verstärkung die Mittel fehlen, und auf denen doch notgedrungen schwere Fahrzeuge, wenn auch nur im Schritt verkehren müssen. Es wäre der Praxis zweifellos erwünscht, auch in dieser Hinsicht nicht mehr allein auf die eigene rohe Schätzung angewiesen zu sein.

3. Beanspruchungen.

Nach R 1927 müssen folgende Bedingungen erfüllt sein:

1. $\sigma_g + \varphi\,\sigma_p + \sigma_t \leqq \sigma_{1\,zul}$
2. $\sigma_g + \varphi\,\sigma_p + \sigma_t + \sigma_{w\,150} \leqq \sigma_{2\,zul}$
3. $\sigma_g + \sigma_t + \sigma_{w\,250} \leqq \sigma_{2\,zul}$.

Die zulässigen Beanspruchungen sind für gewalzten Flußstahl:

	$\sigma_{1\,zul}$ kg/cm²	$\sigma_{2\,zul}$ kg/cm²
für Zug oder Druck	1300	1400,
für Abscheren	1000	1120,
für Abscheren von Nieten . .	900[8])	1000,[8])
für Zugspannungen in Nieten	250[8])	250.[8])

Diese Beanspruchungen sind zugelassen für einen Flußstahl mit folgenden Festigkeitseigenschaften:

	$\min \sigma_E$ kg/cm²	$\min \sigma_B$ kg/cm²	$\min \delta$ %
für Profileisen, Bleche, Flacheisen, Stabeisen	2400	4200	25
für Niete	2000	3800	28

(δ bezogen auf eine Meßlänge: $L = \sqrt{66{,}67\,F}$, wobei F = die Querschnittsfläche des Versuchstabes vor dem Versuch.)

Diese Grenzen sind aus den allgemeinen Bedingnissen für den Brückenbau (Cahier des charges général, pour la construction des ponts) des französischen Ministers für öffentliche Arbeiten vom 29. Oktober 1913 unverändert übernommen. Das Material entspricht, abgesehen von den Bruchfestigkeiten, auf die ja heute nicht mehr so großes Gewicht gelegt wird als früher, dem deutschen Flußstahl St 37 12 bezw. St 34 13.

Für andere Stähle sollen die zulässigen Beanspruchungen von Fall zu Fall festgesetzt werden. Es wird empfohlen, $\sigma_{zul} = {}^1/_2\ \sigma_E$ anzunehmen. Stähle mit $\sigma_E > {}^2/_3\ \sigma_B$ werden im Brückenbau nicht zugelassen.

Die Einzelheiten der Berechnung vergleicht folgende Zusammenstellung:

1. Auflagermoment von durchlaufenden Längsträgern, BE: 0,75 max M; R 1927: 0,5 max M.
2. Moment in Trägermitte durchlaufender Längsträger, BE = R 1927: 0,8 max M.
3. Nietabzug, BE: 100 % der Nietlöcher für Zug und Biegung, kein Nietabzug für Druck. R 1927: 100 % für Zug, Druck und Biegung, kein Nietabzug bei Berechnung der Knicksicherheit.
4. Einfluß der Steifigkeit der Knoten von Fachwerkträgern. BE: Ist in σ_{zul} bereits berücksichtigt. Wenn berechnet, entsprechende Erhöhung von σ_{zul} zugestanden. R 1927: Ist in σ_{zul} nicht enthalten. Wenn nicht berechnet, durch Erhöhung der Stabkräfte um 10 % abzugelten.
5. Winddruck. BE = R 1927: Für belastete Brücke 150 kg/m², für unbelastete Brücke 250 kg/m².
6. Vom Winde getroffene Fläche des Zuges. BE: Zusammenhängende Fläche $h = 3{,}5$ m unmittelbar über SO. R 1927: Zusammenhängende Fläche $h = 3{,}0$ m, Unterkante 0,5 m über SO.
7. Gewicht der Leerwagen zur Berechnung der Standsicherheit. BE = R 1927: 1,25 t/m.
8. Erforderliche Standsicherheit. BE: 1,3. R 1927: 1,5.
9. Wärmeschwankungen. BE: + 45 ° — 25 °. R 1927: ± 27 °.

In R 1927 sind, im Gegensatze zum BE, der Einsicht des Konstrukteurs anheimgestellt, u. a. die Berechnung der Flieh- und Bremskräfte, der Seitenstöße, der Reibungswiderstände beweglicher Lager, der Wechselstäbe, der offenen Brücken, der zulässige Lochleibungsdruck (!) der Niet- und Schraubenverbindungen, die zulässigen Spannungen der eisernen Lager und Gelenke, von Auflagersteinen und vom Mauerwerk der Pfeiler und Widerlager die zulässige Durchbiegung und die Überhöhung der Träger.

Diese Liberalität des R 1927 ist nicht unbedingt als ein Vorzug anzuerkennen. Wohl ist es angebracht, dem Konstrukteur in außergewöhnlichen Fällen die Freiheit des Handelns zu lassen, für die normalen Eisenbahnbrücken jedoch, wie sie der weitaus größte Teil der laufenden Bauaufgaben aller Eisenbahnverwaltungen darstellt, kann diese Freiheitlichkeit, zumal wenn es sich um Privatbahnen handelt, sie dazu verleiten, in den durch die Vorschrift nicht berührten Belangen den Sicherheitsgrad auf ein unzulässiges Maß herabzudrücken.

Die wirtschaftliche Auswirkung der beiden Berechnungsgrundlagen ist in Abb. 6 u. 7 zeichnerisch dargestellt, und zwar in Abb. 6

---

[5]) Der eingangs angeführte Bericht erwähnt, daß bereits die zum Studium des R 1915 eingesetzte Kommission seinerzeit, offenbar vergeblich, die Einführung einer Stoßzahl vorgeschlagen hatte, und zwar in der Form: $\varphi = 1{,}733 - 0{,}3067\,\sigma_g/\sigma_p$.

[6]) Nachdem über die Gewichte der auf Grund des R 1927 konstruierten Träger natürlich noch nicht genügend Erfahrungen vorliegen, wurde hier, wie für alle folgenden Schaulinien, als Eigengewicht entsprechend dem in Abb. 2 u. 3 gezeigten Verlaufe der größten Momente und Querkräfte, der Mittelwert der für den E- bezw. G-Zug bekannten Eigengewichtswerte eingesetzt, Querschwellenoberbau ohne durchgehende Bettung und ohne geschweißte Schienenstöße vorausgesetzt.

[7]) Es wäre aber wohl zweckmäßiger gewesen, statt des sprunghaft veränderlichen Verhältnisses $\Sigma G/\Sigma P$ das stetig veränderliche Verhältnis $\max M_g/\max M_p$ einzuführen; man hätte dann annähernd dieselben Werte für φ erhalten und die Unstetigkeit vermieden.

[8]) Für durch Druckpressen hergestellte Niete erhöhen sich die zulässigen Beanspruchungen auf Abscheren um 100, auf Zug um 50 kg/cm².

für flußstählerne Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung und in Abb. 7 für ebensolche Balkenbrücken mit untenliegender Fahrbahn, ohne durchgehende Bettung. Um die zeichnerische Darstellung übersichtlicher zu machen, wurde das für ein Moment

$$M = M_g + M_p = 1 \text{ tcm}$$

erforderliche Widerstandsmoment dargestellt.

Der Vergleich der beiden Linien zeigt:

1. Für Blechbalkenbrücken kleiner Spannweite (z. B. Längsträger) ergibt das Zusammenwirken der in diesen Spannweiten höheren Stoßzahl mit der kleineren zulässigen Beanspruchung des R 1927 nach der letzteren Vorschrift einen durchweg höheren Stoffbedarf. Die Unterschiede sind aber nicht groß, in den für Fahrbahnträger wichtigen Spannweiten zwischen 4 und 10 m fallen sie von 13 bis 6 % ab.

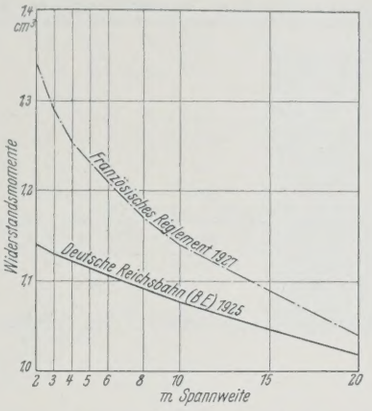


Abb. 6. Erforderliches Widerstandsmoment in cm³ von Flußstahl-Blechbalkenbrücken, Fahrbahn oben, für $M = M_g + M_p = 1$ tcm.

2. Für Blechbalkenbrücken größerer Spannweite (10 bis 20 m) ist der nach beiden Grundlagen errechnete Baustoffbedarf praktisch gleich. Besonders für die schwereren Brücken mit untenliegender Fahrbahn ist die Übereinstimmung vollkommen.

3. Der Baustoffbedarf mittlerer und großer Fachwerkbrücken wäre an sich ebenfalls praktisch vollkommen der gleiche, wenn das R 1927 nicht ausdrücklich vorschriebe, daß der Einfluß der Knotensteifigkeit auf die Fachwerkstäbe in Ermangelung einer genauen Berechnung mit einer zehnprozentigen Erhöhung der Hauptspannungen abzugelten ist. Je nach der konstruktiven Ausbildung der Fachwerkstäbe wird also der Baustoffbedarf zwischen den beiden in Abb. 7 eingezeichneten Linien liegen. Im ungünstigsten Falle — in der Fachwerkebene sehr steif ausgebildete Stäbe — ergibt sich, je nach der Spannweite, ein Mehrbedarf von 8 bis 10 % gegenüber der Berechnung nach BE.

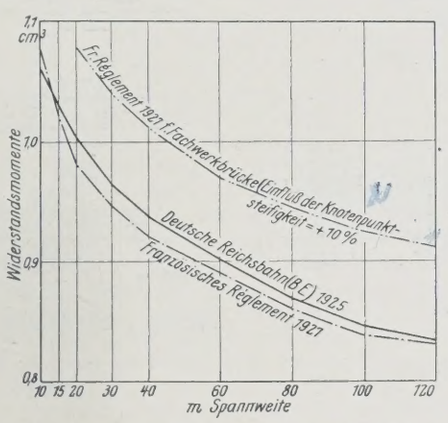


Abb. 7. Erforderliches Widerstandsmoment in cm³ von Flußstahl-Blechbalkenbrücken, Fahrbahn unten, für $M = M_g + M_p = 1$ tcm.

Abschließend darf auch hier gesagt werden, daß in bezug auf den notwendigen Sicherheitsgrad der auf Zug oder der auf Biegung beanspruchten Bauteile die deutsche und französische Behörde im wesentlichen einig sind.

4. Berechnung von Druckstäben.

Das R 1927 schreibt den Rechnungsgang nicht vor, empfiehlt jedoch (in den Erläuterungen der Vorschrift), die unten angegebenen Beanspruchungsgrenzen einzuhalten.

Bezeichnet σ_K die Knickspannung nach der Eulerformel (für alle Werte l/i) und $\sigma = \frac{S}{F}$ die Schwerpunktspannung, so ist für Flußstahl, die Enden der freien Knicklänge gelenkig geführt angenommen:

A. Bei Anwendung der Eulerformel:

1. Solange $\sigma_K < (\sigma_E = 2400 \text{ kg/cm}^2)$

$$\sigma \leqq \left(\sigma_K \cdot \frac{\sigma_{1\,zul} = 1300 \text{ kg/cm}^2}{\sigma_{-B} = 4200 \text{ kg/cm}^2} \leqq \mathbf{0{,}31}\, \sigma_K \text{ kg/cm}^2 \right).$$

2. Wenn $\sigma_E < \sigma_K < (3\,\sigma_{-B} - 2\,\sigma_E)$

d. i. 2400 kg/cm² $< \sigma_K <$ 7800 kg/cm².

$$\sigma \leqq \left(\frac{\sigma_K + 2\,\sigma_E}{3} \cdot \frac{\sigma_{1\,zul} = 1300 \text{ kg/cm}^2}{\sigma_{-B} = 4200 \text{ kg/cm}^2} = \mathbf{0{,}103}\, \sigma_K + \mathbf{495} \text{ kg/cm}^2 \right).$$

3. Wenn $3\,\sigma_{-B} - 2\,\sigma_E < \sigma_K$, d. i. $\sigma_K >$ 7800 kg/cm²:

$$\sigma \leqq (\sigma_{1\,zul} = \mathbf{1300 \text{ kg/cm}^2}).$$

B. Bei Anwendung der Rankineformel:

$$\sigma \left(1 + \frac{\sigma_E = 2400 \text{ kg/cm}^2}{\sigma_K} \right) \leqq (\sigma_{1\,zul} = \mathbf{1300 \text{ kg/cm}^2}).$$

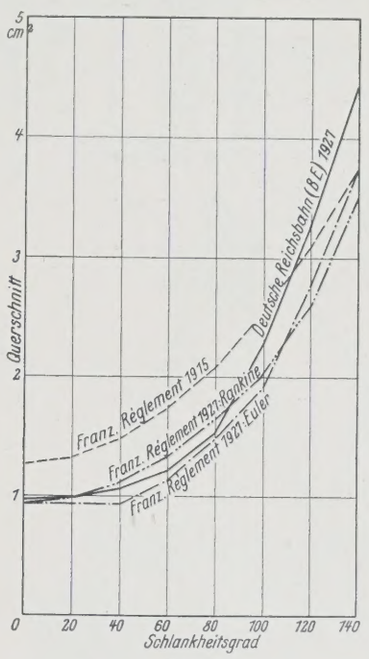


Abb. 8. Fachwerkbalken von 30 m Stützweite.

Erforderlicher voller Querschnitt von Druckstäben verschiedenen Schlankheitsgrades, die durch eine Stabkraft $S_g + S_p = 1$ belastet sind und bei denen $S_g/(S_g + S_p) = \max$ (Gurtungen und Endfüllstäbe).

Die Beanspruchungen sind nach dem vollen Querschnitt zu rechnen.

In Abb. 8 ist dargestellt, was bei Anwendung dieser Formeln herauskommt, wenn sie beispielsweise auf die Gurtungen und Endfüllstäbe eines Fachwerkbalkens von 30 m Spannweite angewendet werden.

Für den in diesen Belangen allein wichtigen unelastischen Bereich, $l/i < 100$, ergibt sich die sehr beachtenswerte Tatsache, daß die nach dem ω-Verfahren der Reichsbahn berechneten Querschnittswerte eine Mittelstellung zwischen den Werten einnehmen, die sich nach den französischen Eulerbezw. Rankineformeln ergeben. Die Abweichungen in diesem Bereiche gehen bis 11,2 % für die Eulerformel und 9,9 % für die Rankineformel. Des Vergleiches wegen sind in Abb. 8 auch die nach dem R 1915 errechneten Querschnitte eingetragen. Es ergeben sich bis um 42,5 % höhere Werte als nach der Reichsbahnformel; die Annäherung an die Ergebnisse der Berechnung nach den BE ist offenbar.

Auch hier, in dieser so viel umstrittenen Frage des Knickproblems, wo eine Übereinstimmung am wenigsten zu erwarten war, zeigt sich, daß die deutsche und die französische Behörde heute im wesentlichen eines Sinnes sind.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad.

Von Prof. Dr. **Karner**, Zürich.

(Schluß aus Heft 51.)

Die Aufhängung der Punkte XVIII des Koppelträgers geschieht bei genügendem Einführspielraum durch vier Flacheisenbänder A, die in ihrem unteren Teil einen wagerechten Trägerrost L mit einer Stahlgußplatte tragen, auf der nach dem Einschwimmen die Kragenden des Koppelträgers abgesenkt werden. Die Stahlgußplatte ist so geformt, daß der Schwebeträger fest und unverrückbar in der Aufhängevorrichtung liegt, wenn die Kähne entfernt werden. Nach oben ist diese Aufhängevorrichtung A des Schwebeträgers in Verbindung mit dem schon erwähnten Gestänge G, wodurch die Übertragung des Schwebeträgergewichtes auf die festen Kragarme bewirkt wird. Der zur Überwindung des ganzen Hubes notwendige Weg wird so zurückgelegt, daß entsprechend dem möglichen Pressenhub die Träger d, damit das Gestänge G und die Aufhängung A sowie der Koppelträger angehoben werden und in dieser Stellung mit Hilfe von Langlöchern im Gestänge G und besonderen Einsteckstücken aus Stahl gegenüber dem festen Kragarm festgelegt und gesichert werden. Sind die Pressen entlastet, so werden sie wieder abgelassen, übernehmen in der tiefsten Lage neuerdings die Hublast und heben um ein weiteres Stück an usw., bis die richtige Höhenlage erreicht und das Einziehen der Gelenkbolzen möglich ist. In Abb. 31 können wir noch einige Einzelheiten, und zwar die Anordnung der Aufhängung des Schwebeträgers, sowie das Gestänge zum Heben betrachten, während alle übrigen Einrichtungen auf der Bühne normalen Ausführungen entsprechen. Nach Abb. 31a sind vier Bänder aus je zwei zusammengenieteten Universaleisen 260 × 20 zur Aufnahme der Lasten des Schwebeträgers bestimmt. Zwei Träger von quadratischem Querschnitt, bei 200 mm Seitenlänge, sind an den Enden auf 140 mm Durchm. zylindrisch abgedreht und passen in entsprechende Bohrungen der vier Bänder; sie tragen einen Trägerrost mit der schon erwähnten Stahlgußplatte, die so geformt ist, daß sie in eine mit Nuten versehene Unterlagsplatte des Kragarmes des Schwebeträgers paßt und so die Lager für diesen während der Aufhängung abgibt. Nach oben zu sind die vier Hängeglieder durch zwei Knotenbleche zusammengefaßt und an diese durch je zwei Bolzen von 100 mm Durchm.

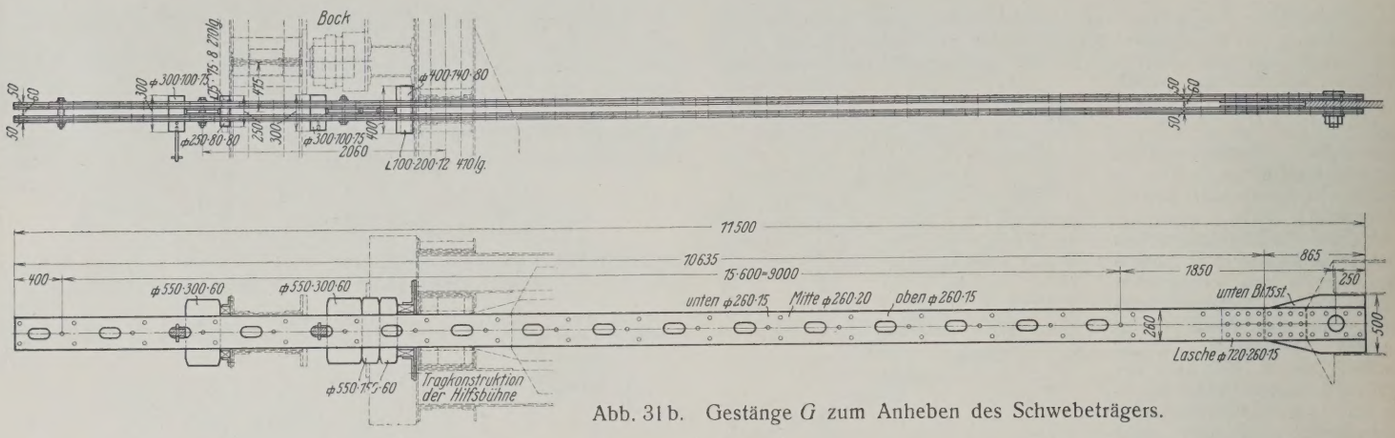


Abb. 31b. Gestänge G zum Anheben des Schwebeträgers.

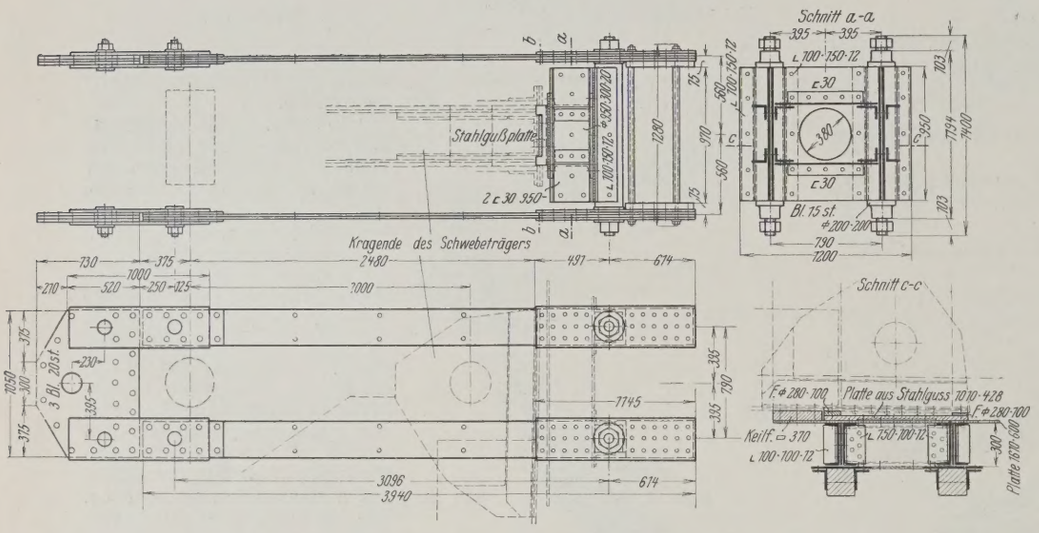


Abb. 31a. Einzelheiten zur Aufhängung des Schwebeträgers.

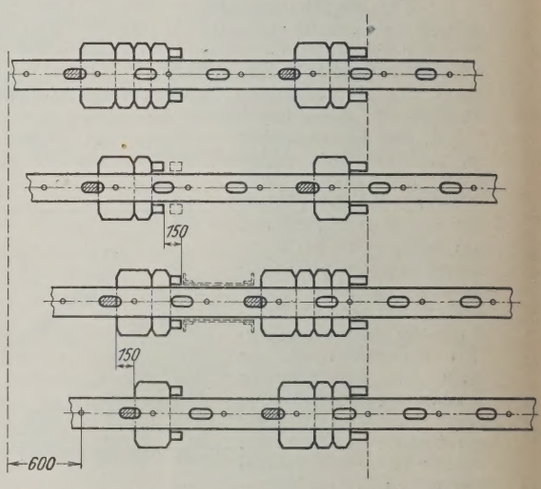


Abb. 32. Schematische Darstellung des Hubvorganges.

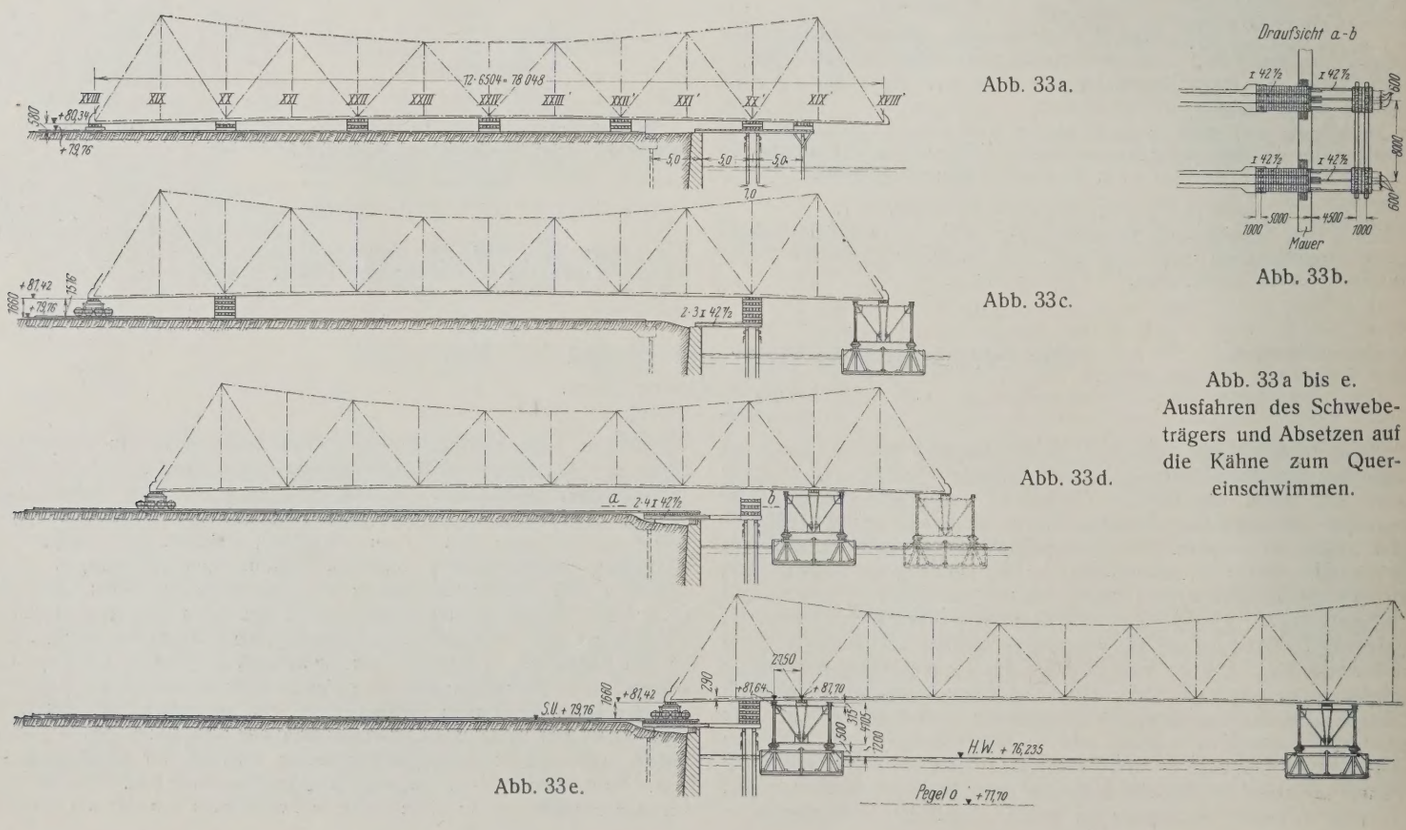


Abb. 33a.

Abb. 33b.

Abb. 33c.

Abb. 33d.

Abb. 33e.

Abb. 33a bis e. Ausfahren des Schwebeträgers und Absetzen auf die Kähne zum Quereinschwimmen.

angeschlossen. Das Knotenblech trägt in der Mitte die Bohrung von 140 mm Durchm. für Bolzen, die die Aufhängung des Schwebeträgers mit dem Hubgestänge verbinden. Für einen Aufhängepunkt sind zwei Hubgestänge vorgesehen, von denen wiederum jedes aus zwei zusammengenieteten Bändern von $260 \times (15 + 20 + 15 = 50)$ Querschnitt besteht (s. a. Abb. 31b). In 600 mm Entfernung besitzen diese Hubstangen Langlöcher 175×80. Die Einzelbänder haben einen gegenseitigen Abstand von 60 mm; für diesen Zwischenraum sind besondere Einsteckstücke $550 \times 300 \times 60$ sowie $550 \times 150 \times 60$ vorgesehen. Diese lassen sich nun in der Breitenrichtung zwischen die Hubstangen einschieben, während senkrecht zur Breitseite in der Achsrichtung der Langlöcher besonders geformte Paßstücke zum Einfügen in diese vorhanden sind. Zusammen mit den erwähnten Einsteckstücken ist es nun möglich, durch Umsetzen und entsprechende Kombination beim Anheben durch die Pressen das allmähliche Hochklettern des Schwebeträgers von Langloch zu Langloch zu ermöglichen. Der Hubvorgang geht aus dem bisher Gesagten hervor, wenn wir noch die schematische Erläuterung der Abb. 32 berücksichtigen und im Zusammenhang mit den Darstellungen der Abb. 31b betrachten. Bei einem Gewicht des Schwebeträgers von rd. 720 t erhält jede Aufhängestelle eine Höchstlast von 180 t, für die zwei Pressen von je 100 t Leistung vorgesehen worden waren.

Zum Einschwimmen des Schwebeträgers bedienen wir uns wieder der Kähne. Da wir gleichzeitig zwei Stützpunkte benötigen einerseits und anderseits die Traglast wesentlich geringer ist als beim Einfahren der Seitenöffnungen, werden die beiden Kähne getrennt als Einzelstützen verwendet. Die Lastübertragung findet in dem besonders ausgebildeten mittleren Pfosten der Querverbindung der Ebene 4 (s. Abb. 20) jeder Verstärkungsbrücke statt, welche Pfosten bisher zur Aufnahme der Auflagerkräfte der doppelwandigen Querträger, die beide Kähne verbanden, dienten. Da die Schiffe keine Kielschotte besitzen, ist die Stabilität sehr gering, weswegen vor dem Einschwimmen der Mittelöffnung jeder Kahn ein Holzlängsschott über dem Kiel erhielt. Trotz dieser Sicherung wurde mit den einzelnen Kähnen äußerst vorsichtig manövriert und beim Einschwimmen des Schwebeträgers jeder Kahn gegen die Brücke noch besonders durch Seile verspannt. Wir wenden uns nun dem Vorgange des Einschwimmens der Mittelöffnung selbst zu und betrachten zuerst deren Ausfahren und Ausschwimmen, um sie auf die beiden Kähne abzusetzen. Abb. 33 gibt hiervon ein anschauliches Bild. Abb. 33a zeigt die Anordnung der Landmontage des Schwebeträgers. Zwei leicht gebaute einfache Betonfahrbahnen (für jeden Hauptträger eine) führen bis nahe an die Ufermauer heran. Ein kräftiges Pfahljoch unter dem wasserseitigen Punkte XX und ein leichteres davor dienten zur Unterstützung des nur mit dem letzten Felde frei auskragenden Trägers (s. auch Abb. 33b). Vor dem Ausfahren wird die Brücke angehoben und in den Punkten XX durch Stapel besonders unterstützt, damit einerseits die Einfahrwagen landseitig unter den Punkt XVIII und wasserseitig ebenfalls ein Kahn unter den Punkt XVIII gebracht werden kann. Das kleinere Hilfsjoch ist dabei schon entfernt worden. Diesen Zustand veranschaulicht Abb. 33c. Die Brücke wird nun so weit nach vorn gezogen, bis der erste Kahn unter den wasserseitigen Punkt XX verholt werden kann (Abb. 33d). Das fehlende Fahrbahnstück zwischen dem Ende der betonierten Bahn und der Ufermauer wird ergänzt und die Brücke so weit ausgefahren (Abb. 33e), bis auch der zweite Kahn die Last am landseitigen Punkte XX aufnimmt und der Schwebeträger auf beiden Kähnen frei schwimmt.

Abb. 34 u. 35 erläutern das Gesagte recht gut; wir bemerken noch, daß zur Auflagerung des Brückenendes auf die Einfahrwagen Holzstapel verwendet werden, da die Auflagerdrücke diesmal nicht sehr groß sind. Abb. 36 endlich zeigt die bereits angehobene Brücke; die Verbindung zwischen beiden Kähnen ist gelöst, und während das landseitige Schiff am Pfahljoch festgehalten wird, fährt das zweite Schiff, das bereits den wasserseitigen Punkt XX stützt, solange in der Brückenlängsrichtung, bis auch das erstere unter dem gewünschten Knotenpunkt zum Tragen angesetzt werden kann. Abb. 37 stellt den frei schwimmenden Schwebeträger vor; wir können auf dem Bilde sehen, daß auf der einen Seite der Pendelstab für das bewegliche Gelenk bereits eingesetzt ist. Eine besondere durch feste Seilrollen und durch Winden gesicherte Seilführung lenkt die schwimmende Brücke, die unter dem Stromdruck der Donau steht (wir verfahren die Brücke stromauf), so, daß sie vom Liegeplatz in ihrer Längsachse ausfahrend, allmählich parallel zur festen Brückenachse kommt und in dieser Lage senkrecht zur Brückenachse genau zwischen den beiden Kragenden eingefahren werden kann.

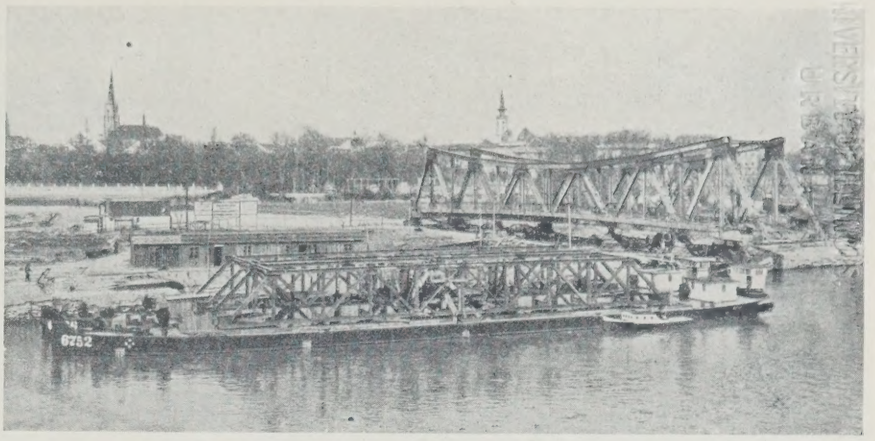


Abb. 34. Der Koppelträger zum Ausfahren bereit.

Besonders hübsch ist die Aufnahme der Abb. 38, die den Augenblick unmittelbar vor dem Einziehen des Schwebeträgers zwischen die beiden Kragträger wiedergibt. Auf den festen Kragarmen sehen wir die Arbeitsbühne mit den Hängestangen zum Aufnehmen des Schwebeträgers. Einen Augenblick kurz nachher haben wir es mit dem Zustande der Abb. 39 zu tun. Nun wurde der Schwebeträger eingehängt, womit der schwierigste

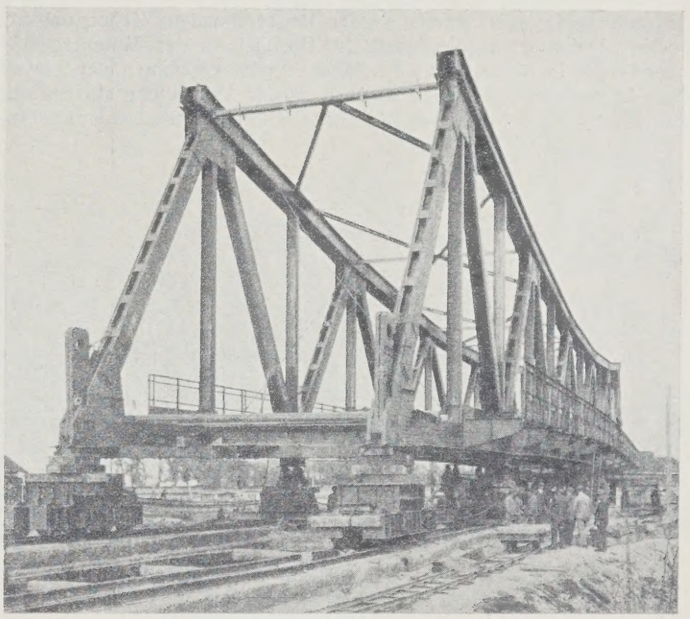


Abb. 35. Der Koppelträger, zum Ausfahren bereit, liegt am landseitigen Ende auf den Wagen (siehe auch die Pendelstäbe des beweglichen Gelenkes).

Teil des Montagevorganges erledigt war. Am Tage des Einschwimmens der Mittelöffnung, am 12. April 1927, war der Schiffsverkehr auf der Donau gesperrt und ein besonderer Wachdienst ober- und unterhalb der Brücke organisiert worden. Nach dem Einhängen wurden die Kähne abgesenkt, der Kahn auf der Peterwardeiner Seite längs der Brücken-

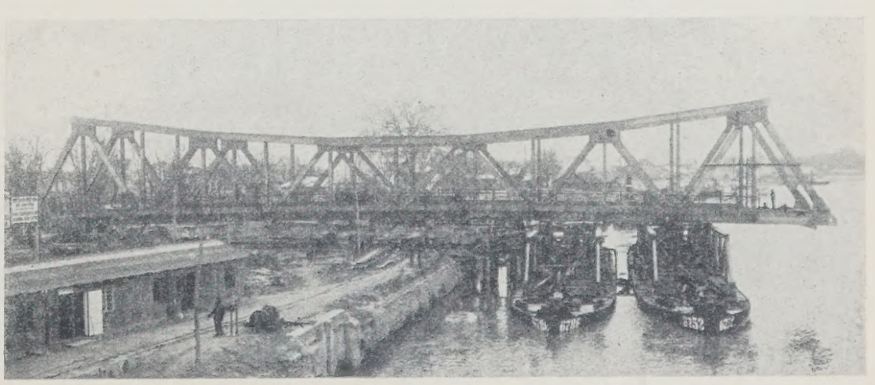


Abb. 36. Längsausschwimmen des Koppelträgers, Vorziehen der Brücke durch einen Kahn.

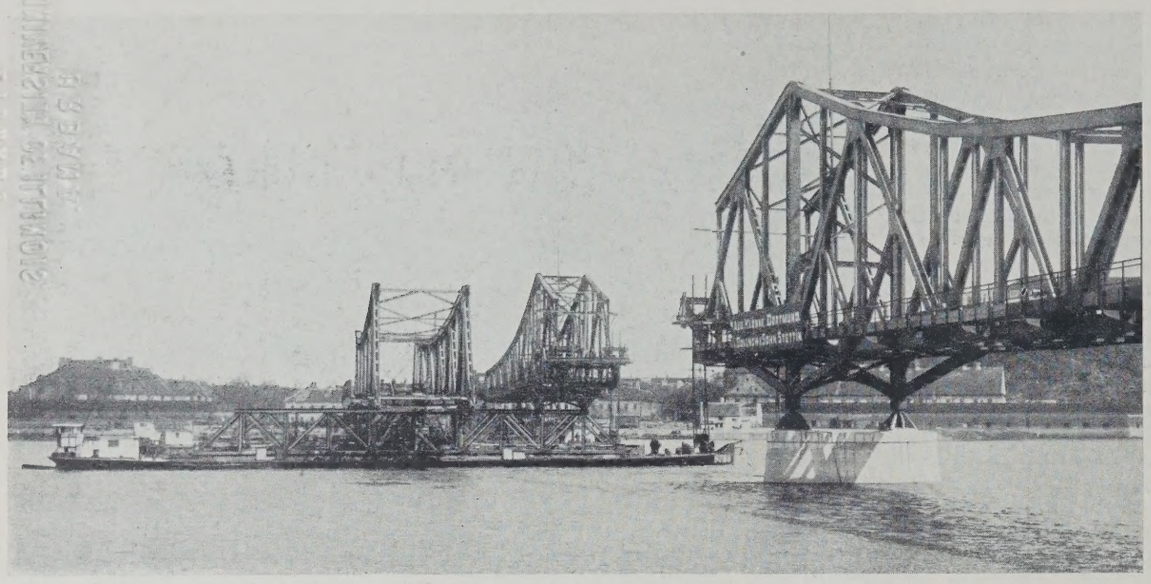


Abb. 38. Der Koppelträger unmittelbar vor dem Quereinschwimmen.

achse verholt, bis er mit dem zweiten Kahn gekoppelt und beide Kähne zu Liegestelle zwecks Demontage abgeschleppt wurden. In Abb. 40 sehen wir noch beide, aber bereits wieder längsverbundene Kähne unter der Brücke, an der schon die Arbeit des Hochhebens des Mittelträgers begonnen hat. In Abb. 41 sind die Kähne bereits abgefahren, der Schwebeträger ist weiter angehoben, aber noch in der Aufhängung sich stützend. Nach Erreichung der richtigen Höhenlage wurden die Bolzen für das feste

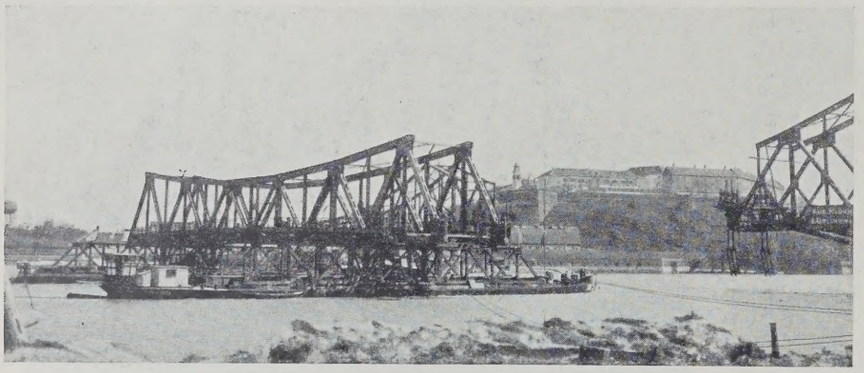


Abb. 37. Der Koppelträger auf beiden Kähnen schwimmend.

und für das bewegliche Gelenk endgültig eingezogen und damit auch der mittlere Brückenteil in seine richtige Lage gebracht.

Der restliche Teil der Montagearbeiten bedarf keiner weiteren Erläuterungen, er erstreckt sich auf das Einbauen der Blindstäbe, auf den richtigen Zusammenschluß aller Verbände an den Verbindungsstellen der drei Brückenteile, auf das Aufbringen der Belageisen auf den Fahrbahnrost und auf sonstige normale Fertigstellungsarbeiten. Die Stadt Novi-Sad hatte zum Schluß noch die Montage der 30 m-Brücke in Auftrag gegeben, die dann auch rasch auf einem festen Gerüst montiert wurde. Anschließend hieran fand der Abbruch der Baustelle statt, die Kähne wurden so schnell wie möglich wieder abgeliefert und der Rücktransport der Montagegeräte und Einrichtungen nach Deutschland erledigt. Abb. 42 gibt nochmals ein Bild der nun fertiggestellten Brücke.

Wenn wir hier zum Schlusse noch eine Montagearbeit besonders erwähnen, so ist dies das Einziehen der Bolzen für die Gelenke, eine Arbeit, die mit größter Umsicht und Genauigkeit ausgeführt werden muß. Wir wollen hier nur so viel anführen, daß vor dem Festnieten der Tragwände an den Krag- und Koppelträgern die Gelenkbolzen einstweilig eingezogen werden mußten, um die Gewähr zu haben, daß die Bohrungen für die Bolzen einander genau gegenüber zu sitzen kommen. Zu diesem Zweck werden in den Tragwänden alle Bohrungen für die Gelenkbolzen sorgfältig von Grat und Rost befreit und gegebenenfalls mit dem Schaber geschlichtet. Die Kanten der äußeren und inneren Flächen werden gebrochen und die Gelenkbolzen auf die Drehbank genommen, um einen leichten Span abzuheben, der alle Rostspuren zu entfernen und eine glatte Oberfläche zu schaffen hat. (Die Bolzenkanten an den Stirnflächen wurden ebenfalls abgerundet.) Alle drei Bolzen, ein Bolzen für das feste Gelenk und zwei Bolzen für das Pendel erhalten zentrische Bohrungen von 60 mm Durchm. In die Bohrungen der Bolzen werden genau passende Stangen eingesteckt und verschraubt und außerdem Hängeschellen vorbereitet, da das Einbringen der Bolzen mit Hilfe dieser Stangen und Schellen geschah. Als die Bolzen eingebracht waren — sie sollen ziemlich stramm sitzen —, wurden die Tragwände vernietet; dabei müssen die einzelnen Bolzen öfter gedreht werden, damit sie nicht fest sitzen und später wieder entfernt werden können.

Nach dem Vernieten wurden die Bolzen wieder herausgenommen, Stangen und Schellen abgeschraubt bezw. entfernt und die Bolzen bis zum endgültigen Einbau sorgfältig aufbewahrt. Vor diesem kamen sie nochmals auf die Drehbank, um in allen Durchmessern noch um etwa 3 mm abgedreht und geschlichtet zu werden. Zum endgültigen Einbau der Bolzen wurden die Bolzenlöcher noch mit Hilfe von besonders konstruierten Zentriervorrichtungen und Tasthebeln genau ausgerichtet, damit ein genaues Passen der Bolzen und ein richtiges Arbeiten der Gelenke der Brücke gewährleistet ist.

Die gesamten Montagearbeiten wurden technisch vollkommen programmäßig durchgeführt. Hinsichtlich der zeitlichen Abwicklung gegenüber

Abb. 39. Einhängen des Schwebeträgers in die Hubvorrichtungen der Kragträgers.

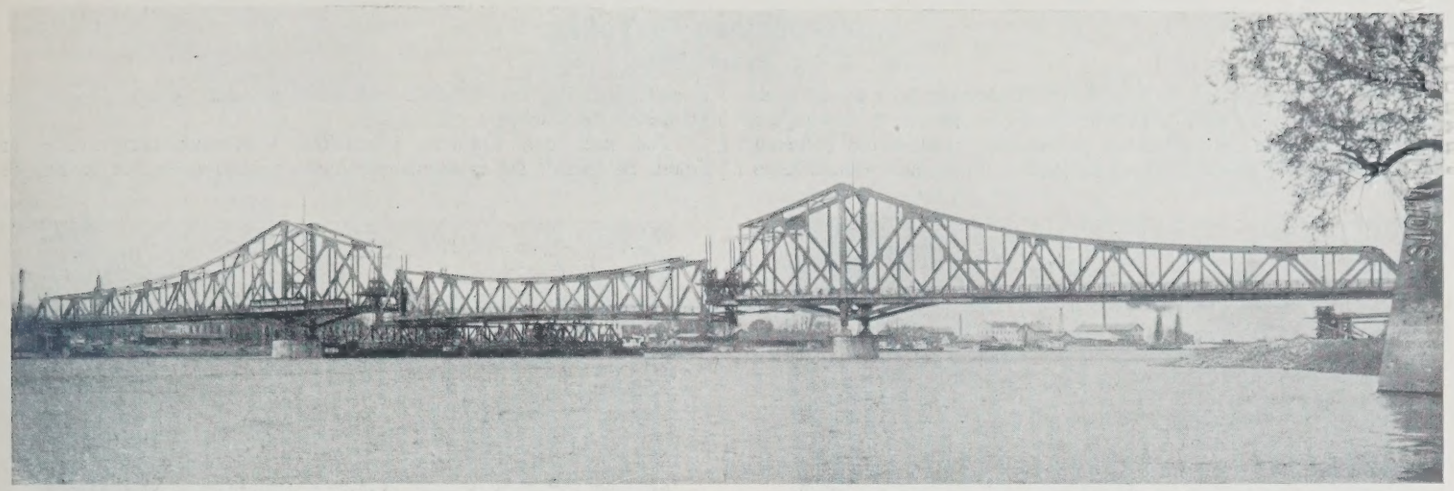


Abb. 40. Hochziehen des Schwebeträgers und Abtransport der Kähne.

dem ursprünglichen Plane hatten Ereignisse höherer Gewalt (Hochwasser) und Gründe anderer Art, die mit Fragen der Vertragsabwicklung zusammenhingen, eine Verzögerung von einigen Wochen bewirkt, so daß der Schlußakt des Einschwimmens der Mittelöffnung statt wie beabsichtigt im November 1926 erst am 12. April 1927 stattfinden konnte. Das Ausmaß dieser Terminverschiebung ist aber letzten Endes durch das Abwarten günstiger Witterungs- und Stromverhältnisse bedingt, da ja in den Zwischenmonaten die Ausführung solcher gefährlichen Arbeiten vollkommen unmöglich wäre. Neben den Arbeiten und Einrichtungen zur Durchführung der Montage, die wir hier betrachtet haben, geht selbstverständlich eine Reihe anderer für das Gelingen der Montage ebenso wichtiger zum Teil technischer, zum Teil verwaltungstechnischer Art her, deren genaue Erledigung von ebenso großer Bedeutung ist. Kaum irgendeine ingenieurtechnische Arbeit erfordert eine so umsichtige, bis in alle kleinsten Einzelheiten überlegte Vorbereitung wie das Bewegen so großer Brückenmassen. Alle technischen Hilfsmittel müssen vorher genau geprüft und erprobt werden, um ein Versagen im kritischen Augenblick zu vermeiden; alle am Arbeitsvorgang beteiligten leitenden Personen und Arbeiter müssen genau instruiert und einexerziert sein. Von nicht zu übersehender Bedeutung ist die Einrichtung einer gut funktionierenden Signalanlage optischer Art (durch Lichtsignale) in Verbindung mit einer Telephonanlage, die die einzelnen Arbeitsstellen mit der Zentralkommandostelle verbindet und einen vollständigen Ueberblick über den Stand der Arbeiten gibt bezw. dem verantwortlichen Leiter eine gute Befehlsübermittlung ermöglicht. Auch geschulte Reservemannschaften müssen zur Verfügung stehen, um bei unerwartet längerer Zeitdauer eines Arbeitsvorganges ermüdete Mannschaften auswechseln zu können.

Der Auftrag auf Lieferung der Eisenkonstruktion der Brücke und später der Auftrag auf Durchführung aller Montagearbeiten war den beiden bekannten deutschen Brückenbauanstalten Aug. Klönne, Dortmund, und I. Gollnow & Sohn, Stettin, erteilt worden, die sich in die Lieferung der Eisenkonstruktion teilten. Die Planbearbeitung wurde zur Wahrung der Einheitlichkeit der Konstruktion in den technischen Bureaus der Firma Aug. Klönne unter Zuziehung von Ingenieuren von I. Gollnow & Sohn durchgeführt. In dem gleichen Bureau wurden die technischen Einzelheiten der Montage ausgearbeitet. Zwecks einfacher technischer und wirtschaftlicher Abwicklung der Montagearbeiten gründeten beide Firmen eine Baugesellschaft, an der sie sich zu gleichen Teilen beteiligten. Die Oberleitung für die Durchführung aller Montagearbeiten wurde Herrn Oberingenieur Th. Siemers von der Firma Aug. Klönne übertragen, der sich der Arbeit auf Grund seiner Erfahrungen mit größtem Eifer und Können annahm und sie auch glücklich zu Ende führte. Das serbische Bautenministerium hatte den Oberingenieur der Novi-Sader Baudirektion, Herrn Ing. N. Lancos, mit der örtlichen Vertretung der Baubehörde beauftragt, der den technischen Arbeiten größtes Verständnis und Interesse entgegenbrachte und durch seine Kenntnisse der örtlichen Verhältnisse vielfach beratend eingreifen konnte. Zur Durchführung der Arbeiten wurde von beiden Firmen deutsches Personal nach Novi-Sad geschickt; ein Dipl.-Ingenieur übernahm die örtliche Bauleitung, ein Buchhalter und ein Obermonteur sowie zur Zeit größter Arbeitsanhäufung bis zu zehn Hilfsmonteure waren auf der Baustelle tätig. Alle übrigen Arbeitskräfte wurden in Novi-Sad und Peterwardein angeworben. — Die neue Brücke, als Abschluß eines Jahrhunderte langen Strebens nach einer festen Ueberbrückung der Donau an dieser politisch und wirtschaftlich bedeutsamen Stelle, ist für beide Städte Novi-Sad und Peterwardein, die dadurch zu einer Wirtschaftseinheit zusammen-

Abb. 41. Hochziehen des Schwebeträgers unmittelbar vor dem Einziehen der Bolzen des festen und des beweglichen Gelenkes.

geschlossen werden, von Wichtigkeit, sie ist aber auch von großer Bedeutung für das aufstrebende Jugoslawien.

Nach deutschen Vorschlägen und Plänen wurde die Brücke ausgeführt, die beachtenswerte Montage unter Leitung deutscher Ingenieure

Abb. 42. Ansicht der neuen Brücke von Novi-Sad gegen Peterwardein gesehen.

durchgeführt. Technische Erfahrungen und technisches Können schlagen Brücken nicht nur über Ströme hinweg, sondern auch zwischen Völkern, Gegensätze ausgleichend und gemeinsame Interessen findend, so daß solche Bauwerke in mehr als einer Hinsicht für die beteiligten Staaten von Nutzen sind.

Brückenbauten in Tokio.

Alle Rechte vorbehalten.

Von Dr.-Ing. **Rudolf Briske**, Berlin.

In den fünf Jahren seit dem großen Erdbebenunglück, von dem die Stadt Tokio am 1. September 1923 betroffen wurde, ist eine der wichtigsten Wiederaufbauarbeiten zum Abschluß gekommen, nämlich die erdbeben- und feuersichere Wiederherstellung zahlreicher Fluß- und Kanalbrücken.

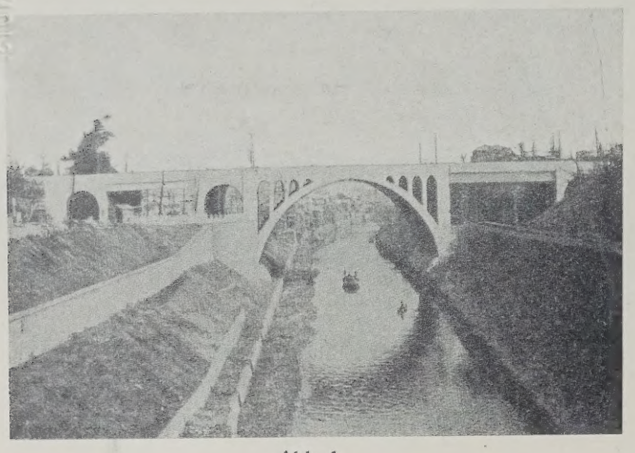


Abb. 1.

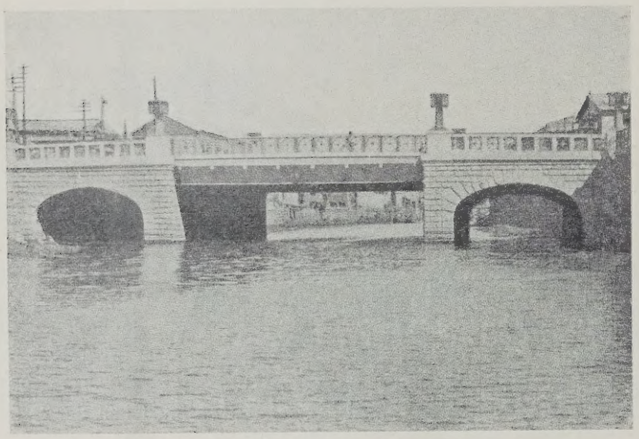


Abb. 2.

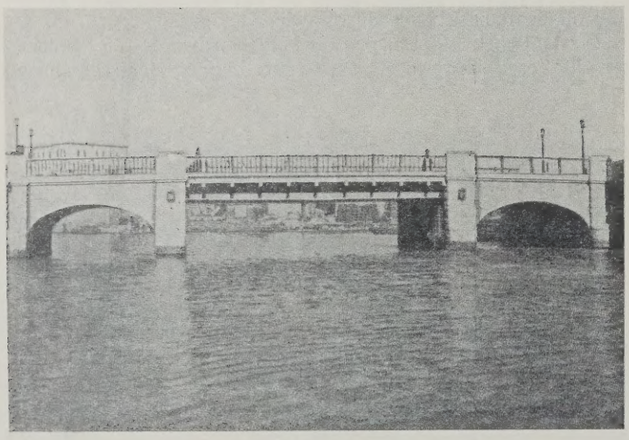


Abb. 3.

Die fünf großen Brücken über den Sumida-Fluß sind bereits von Herrn Geh. Regierungsrat Dr.-Ing. ehr. Schaper in der „Bautechnik" 1928, Heft 42, kurz erörtert worden.

Bemerkenswert an diesen sowie an den zahlreichen kleineren Neubauten in Tokio sind besonders die im Hinblick auf die Erdbebensicherheit getroffenen Maßnahmen. Von den 675 Brücken, die die von zahlreichen Flußläufen und Kanälen durchzogene Stadt vor dem Erdbeben besaß, waren 1923 vom Erdbeben 69, vom Feuer 289 ganz oder teilweise zerstört worden. Durch Einsturz und Brand der Brücken war der Bevölkerung vielfach die Flucht aus den brennenden Stadtteilen unmöglich, so daß die Unzulänglichkeit der Brücken erheblich zu dem großen Verlust an Menschenleben beitrug.

Das nach dem Erdbeben geschaffene Wiederaufbauamt wandte auf Grund der durch die Brückenzerstörungen gewonnenen Erfahrungen bei der statischen Berechnung der Brücken auf Erdbeben ganz besondere Vorsicht an. Da die Brücken fast ausnahmslos auf verhältnismäßig weichem alluvialem Baugrund ruhen, wurden entsprechend große Zusatzkräfte für den Erdbebenfall berücksichtigt, und zwar unter Einführung einer wagerechten Erdbebenbeschleunigung in Höhe von $^1/_3$ der Schwerebeschleunigung bei gleichzeitiger Erhöhung oder Verminderung

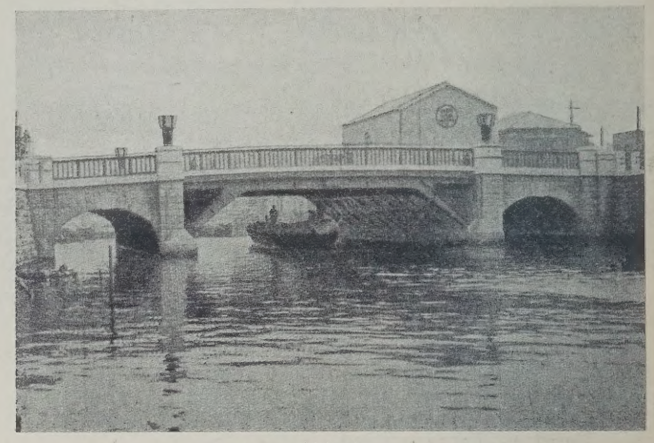


Abb. 4.

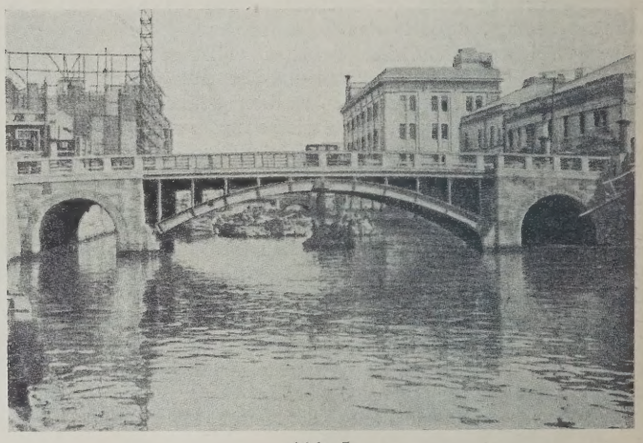


Abb. 5.

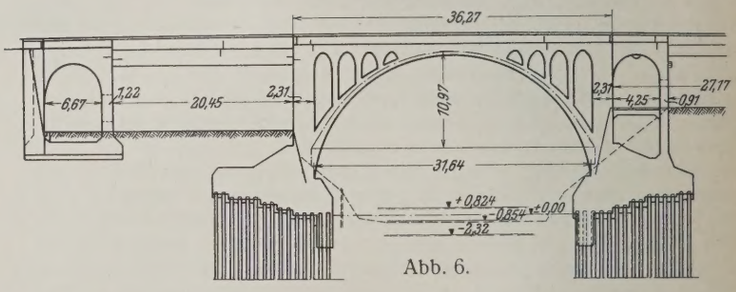


Abb. 6.

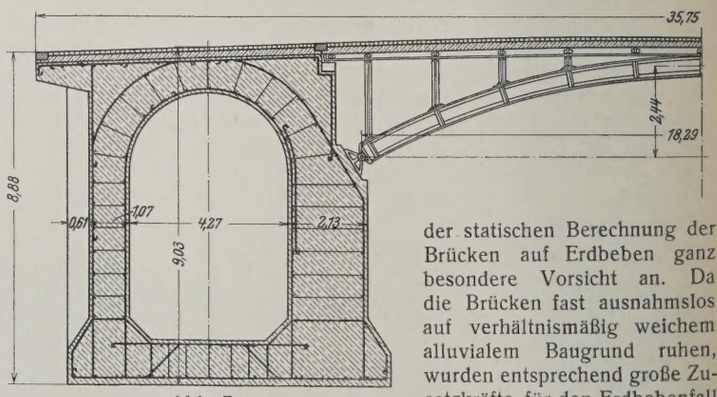


Abb. 7.

der Schwerebeschleunigung um $^1/_6$ ihres Wertes.[1]) Während die erwähnten Zusatzkräfte die Konstruktion der eisernen Überbauten nicht wesentlich beeinflussen, erhalten die Brückenpfeiler teilweise wesentlich größere Abmessungen als in erdbebenfreien Ländern. Grundsätzlich wurden die Pfeiler in Eisenbeton hergestellt, als dem für Erschütterungen geeignetsten Baustoff. Die großen Flußbrücken wurden teils unter Verwendung von Druckluft bis zu erheblichen Tiefen gegründet, teils wurden Eisenbetonpfähle unter Umschließung der Baugrube mit eisernen Spundwänden benutzt. Bei kleineren Brücken, von denen Abb. 1 bis 5 einige Beispiele zeigen, ergäben sich für die Berechnung einzelner Pfeiler derartig erhebliche Abmessungen, daß die in Abb. 6 u. 7 dargestellte Lösung, die Verbindung der Pfeiler der Seitenöffnungen mittels durchgehender Eisenbetonplatten, wirtschaftlicher wird.

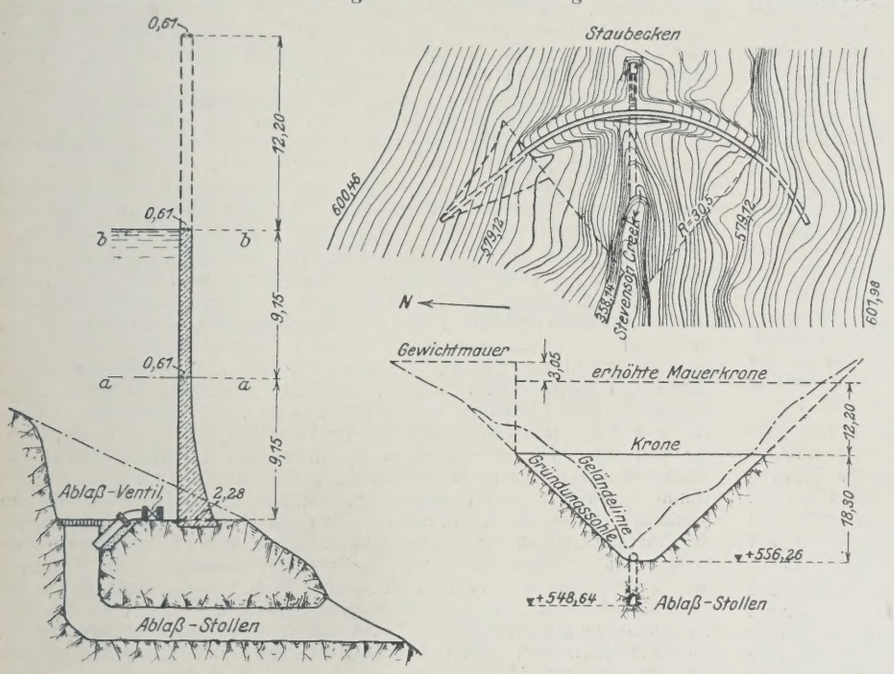
Die Abbildungen sind einer kürzlich in japanischer Sprache erschienenen Denkschrift der Brückenbauabteilung des Wiederaufbauamtes Tokio entnommen.

[1]) Vergl. „Die Bautechnik" 1927, Heft 30, S. 427 u. Heft 39, S. 547, sowie die Arbeit des Verfassers „Die Erdbebensicherheit von Bauwerken". Berlin 1927. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

Alle Rechte vorbehalten.

Die Arbeiten des Amerikanischen Studienausschusses für Gewölbetalsperren.

Der Studienausschuß, den die Engineering Foundation der amerikanischen Ingenieurvereine Ende des Jahres 1922 auf Drängen der Ingenieure der Weststaaten ins Leben gerufen hatte mit der Aufgabe, die mit dem Bau von Gewölbetalsperren zusammenhängenden Fragen zu erforschen, legt in einem im Mai d. Js.[1]) erschienenen umfangreichen Zwischenbericht Rechenschaft ab über die bisherigen Arbeiten und Ergebnisse seiner



Forschungen. Mit dieser vorzeitigen Veröffentlichung will der Ausschuß die Fachwelt zur kritischen Beurteilung seiner Arbeiten anregen, sowie allen denen, die seine Arbeiten materiell und ideell bisher unterstützt haben, den praktischen Erfolg dieser Arbeiten vor Augen führen und nahelegen, sich auch weiter in bisheriger Weise zu beteiligen.

Der Ausschuß verdankt seine Entstehung und die tatkräftige Unterstützung weiter Kreise der Wirtschaft und Finanzwelt, der Behörden und der Wissenschaft dem praktischen Bedürfnis, für Talsperrenmauern eine zuverlässige Bauart zu finden, die wesentlich billiger wird als die althergebrachte der Schwergewichtmauern. Die Ausführung wichtiger Wasserspeicheranlagen für Zwecke der Krafterzeugung, des Hochwasserschutzes oder der Landesbewässerung wird mehr und mehr in Frage gestellt, wenn es nicht gelingt, die Kosten der Staumauern herabzudrücken. Die technische Entwicklung drängt daher in steigendem Umfange zur Anwendung von Gewölbesperrmauern, wenn auch bisher gehemmt durch die Unsicherheit, die dieser Bauart nach den verschiedensten Richtungen anhaftet. Eine dem Bericht beigefügte interessante statistische Zusammenstellung der wichtigsten Angaben über die bisher ausgeführten Gewölbetalsperren kann bereits über 100 solcher Sperren aufführen, von denen sich 57 in den Vereinigten Staaten, 24 in Europa und 18 in Australien befinden. Die höchste dieser Sperren, die noch im Bau befindliche Pacoima Creek Sperre in Californien, weist nicht weniger als 116 m Höhe bei nicht ganz 30 m Sohlenbreite auf. Aus der Zusammenstellung ist zu erkennen, daß diese Sperren nach außerordentlich verschiedenen Grundsätzen in der Formgebung und in den Abmessungen ausgebildet worden sind, so daß entweder Sicherheit und Dauerhaftigkeit einiger Sperren als durchaus fragwürdig anzusehen sind, oder aber der Materialaufwand anderer übermäßig groß gewesen sein muß. Wenn auch noch keine dieser Sperren infolge ungenügender Abmessungen zu Bruch gekommen ist, so drängt doch die bestehende Unklarheit schon aus wirtschaftlichen Gründen zu einer Klarstellung. Bei der Schwierigkeit und Mannigfaltigkeit der zu lösenden Fragen ist diese nicht anders mit Erfolg zu erreichen, als durch Zusammenarbeit der auf den beteiligten technischen Sondergebieten besonders erfahrenen Ingenieure und Wissenschaftler in einem gemeinsamen Studienausschuß.

Die Schwierigkeit des Gewölbetalsperrenproblems liegt zunächst auf physikalisch-statischem Gebiet. Die Verteilung der Wasserlast nach Gewölbewirkung und Stützmauerwirkung ist unübersichtlich und rechnerisch schwer faßbar und wird noch verdunkelt durch eine Reihe von Nebeneinflüssen wie Temperaturänderungen, Schrumpfen des Betons bei dessen Austrocknen und Schwellen bei der Durchfeuchtung, Querdehnung, (Poissonsche Zahl), Nachgiebigkeit der Gründung u. a. Diese Nebeneinflüsse üben bei den schlanken Abmessungen der Mauern und ihrer statisch vielfach unbestimmten Lagerung großen Einfluß auf die Kraftverteilung aus. Dazu kommen schwer zu beantwortende Fragen über das Verhalten der Mauern den im Betriebe auftretenden Einflüssen gegenüber, wie der Wirkung von Eis und Frost, sowie von Hochwässern auf die Standsicherheit der Mauer und auf die Beschaffenheit des Mauerbetons.

Der Ausschuß nahm im Januar 1923 seine Forschungen zunächst an vorhandenen und an im Bau befindlichen Gewölbesperren auf. Untersuchungen an Modellen wurden vorerst für wenig erfolgversprechend angesehen, weil die Verhältnisse in der Wirklichkeit zu vielgestaltig erschienen, um im Modell mit Erfolg nachgeahmt werden zu können. Man baute in die Sperren Spannungs- und Temperaturmeßgeräte ein und versuchte, sich aus den Ablesungen dieser Instrumente und aus Messungen der elastischen Formänderungen der Mauer ein Bild über die Kräfteverteilung im Innern zu verschaffen. Die Ergebnisse dieser durch besondere Unterausschüsse durchgeführten Untersuchungen waren jedoch wenig befriedigend. Die große Zahl der die Kraftverteilung beeinflussenden Umstände und die langen Zeiträume, die beim Füllen und Entleeren dieser Becken, bei denen auf die Anforderungen des Betriebes Rücksicht genommen werden mußte, notwendig verstrichen, verhinderten die Herleitung brauchbarer Beziehungen von allgemeiner Gültigkeit. So entschloß man sich Ende 1923 zu dem Bau einer Versuchsmauer; Gestalt und Bauweise dieser Mauer konnten dem ausschließlichen Zweck der Klärung der Kraftverhältnisse angepaßt, und es konnte eine solche Baustelle gesucht werden, bei der der Beckeninhalt in kurzer Zeit nach den Anforderungen des Forschungsprogramms geändert werden konnte ohne Rücksicht auf eine gewerbliche Wassernutzung oder auf Interessen von Unterliegern.

Es gelang mit Hinweis auf die hohe wirtschaftliche Bedeutung der zu klärenden Fragen, weite Kreise der Wirtschaft und der Kommunen zur Hergabe ansehnlicher Geldmittel zu bewegen und so die Voraussetzung zu schaffen für die Durchführung dieses in seiner Art wohl einzigartig großzügigen Versuchsbaues. In einer entlegenen Stelle der Sierra Nevada, am Stevensonbach fand sich eine in jeder Richtung vorzüglich geeignete Baustelle für die Mauer[2]). Ein vortrefflicher gleichmäßiger Granituntergrund an beiden Hängen, eine symmetrische Talform in Gestalt eines hochgekehrten rechten Winkels, ein sehr kleines, schnell füll- und entleerbares Becken, gute Zuwegungen zur Baustelle durch aufschließende Arbeiten der südkalifornischen Edisongesellschaft, die weiter oberhalb ein eigenes Wasserkraftwerk errichtete, eingearbeitete Arbeitskräfte und sonstige Erleichterungen von dieser parallel gehenden Ausführung her, sowie daß Gefahren ausgesetzte Unterlieger nicht vorhanden waren, waren die Hauptvorzüge der gewählten Baustelle.

Die Bauausführung der Mauer und die Durchführung der Versuche an der Mauer sowie deren Auswertung wurden besonderen Unterausschüssen übertragen. Ferner klärten besondere Unterausschüsse die Fragen nach der zweckmäßigsten Ausbildung der Meßgeräte und ihres Genauigkeitsgrades, sowie nach den physikalischen Eigenschaften des benutzten Betons (Elastizitätsmaß, Poissonsche Zahl, Schwinden und Schwellen usw.). Schließlich wurde einem weiteren Ausschuß die Anstellung von Modellversuchen übertragen, die den Untersuchungen am Stevenson Creek Dam parallel gehen und klarstellen sollten, wie weit Modellversuche geeignet seien, Aufschluß über die statischen Verhältnises in Gewölbemauern zu bringen.

Die Versuchsmauer erhielt eine mathematisch einfache symmetrische Gestalt. Oberwasserseitig wird sie begrenzt durch eine lotrechte Zylinderfläche von 61 m Durchm. Die Kronenlänge beträgt 43 m, der Zentriwinkel des Zylinders an der Krone $80^1/_2{}^\circ$, die Höhe von der Gründungssohle im Talboden bis zur Krone 18,3 m. Die Hanggründungsflächen sind an

[1]) Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Part 3, May 1928, Report on Arch Dam Investigation.

[2]) Vergl. „Die Bautechnik" 1925, Heft 55, S. 780.

der Krone bis 2,2 m über Sohle herabreichende, unter 45° zur Lotrechten geneigte Ebenen, an die sich tangential eine in der Abwicklung kreisförmige Ausrundung in der Sohle von 7,6 m Halbmesser anschließt. Die Stärke der Mauer beträgt auf der oberen Hälfte (9,2 m Höhe) gleichbleibend 61 cm, hat also in der Krone ein Schlankheitsverhältnis von 1 : 70. Von 9,15 m Höhe abwärts nimmt die Stärke der Mauer allmählich nach einem tangential sich anschließenden Kreisbogen von 25,8 m Halbmesser bis zu einer Stärke in der Talsohle von 2,28 m zu, und zwar so, daß wagerechte Schnitte gleichbleibende Mauerstärken auf die ganze Bogenlänge aufweisen. Die geschilderten Abmessungen der Mauer sind so gewählt, daß die Mauer nach den üblichen Berechnungsweisen bei 18,3 m Höhe (60') gerade noch dem Wasserdrucke widerstehen kann, dagegen bei einer späteren Vergrößerung der Höhe auf 30,5 m (100') sicher unter ihr zusammenbrechen muß; diese Berechnung beruhte in bekannter Weise auf der Zerlegung der Mauer in Einzelbogen, deren Durchbiegung mit der Durchbiegung eines aus der Mitte der Mauer herausgeschnittenen gedachten Stützmauerelementes verglichen wurde. Die Kraftverteilung wurde so angenommen, daß diese Durchbiegungen übereinstimmten. Dabei wurde das Elastizitätsmaß des Betons für die Bogen zu 175 000 kg/cm² angesetzt, während er für das Stützmauerelement zur Berücksichtigung der hier stärker auftretenden Zug- und Schubspannungen zu 140 000 kg/cm² gewählt wurde.

Die Mauer erhält einen Grundablaß von 1,2 auf 2,0 m Querschnitt zur Regelung der Wasserhaltung; eine unterhalb der Mauergründung im Talboden ausgewaschene Rinne im Felsen ergab seine natürliche Lage. Er wurde abgedeckt mit einer Betonplatte, deren Oberfläche mit der theoretischen Gründungssohle der Mauer übereinstimmte, und die 1,2 m stark und mit Eisenschienen bewehrt war. Die später ausgeführten Messungen haben gezeigt, daß sich die Mauer über der Platte nicht anders verhalten hat als im Bereich der benachbarten Felsgründungen. — Der Untergrund bestand aus einem feinkörnigen grauen Granit von ganz vorzüglicher Beschaffenheit. Er wurde nach der theoretischen Mauerform freigelegt, so daß die Gründung in der Wirklichkeit genau die Lage erhalten hat, die der Berechnung zugrunde gelegen hatte.

Derselbe Granit fand für den Beton der Mauer Verwendung, und zwar entstammte er dem Ausbruchmaterial des benachbarten Stollenbaues für das Wasserkraftwerk der Edisongesellschaft. Das Material wird gebrochen, gesiebt und in drei Größen angeliefert und verarbeitet. Und zwar war unterteilt in Sand bis 10 mm Durchm., mittleres Korn von 10 bis 25 mm und grobes Korn von 25 bis 50 mm. Der Sand wurde zur Verminderung des überreichlichen feinsten Korns vor der Verwendung gewaschen.

Der Beton wurde als Gußbeton eingebracht. Wasserzusatz und Konsistenz wurden auf das genaueste überwacht, der Wasserzementfaktor fortlaufend notiert. Der Wasserzusatz wurde so bemessen, daß das Gemisch auf einer Neigung der Rinnen von 5 zu 12 gerade noch fließen konnte. Das Mischungsverhältnis betrug im Durchschnitt 1 : 3 : 2 und wurde so bestimmt, daß der Beton im Bauwerk überall die gleiche 28-Tage-Festigkeit aufwies. Der Wasserzementfaktor schwankte zwischen 0,87 und 1,03.

Die Mischanlage stand 120 m über der Sohle am Hang und bestand aus einem $^1/_2$ Yard Ransome-Mischer. Die Mischdauer betrug $1^1/_2$ Minuten. Es wird hervorgehoben, daß auf dem langen Rinnenwege eine erhebliche zusätzliche Durchmischung eintrat. Der Beton wurde ohne lotrechte Dehnungs- oder Arbeitsfugen in 1,5 m hohen, von Hang zu Hang reichenden Blöcken eingebracht. Jeder Block wurde in einem Arbeitsgang in 5 Lagen mit einer solchen Aufstieggeschwindigkeit hochgetrieben, daß stets der frische Beton auf noch nicht abgebundenen kam. Die Einteilung in Blöcke von nur 1,5 m Höhe ergab sich aus der Rücksicht auf die einzubetonierenden Meßgeräte, die vor dem Betonieren sorgfältig aufgestellt werden mußten, wofür mehrere Tage Unterbrechung beim Betonieren notwendig waren. Die Arbeitsfugen zwischen den Blöcken waren so angeordnet, daß die Meßgeräte 15 cm über sie zu liegen kämen, also bei der Weiterbetonierung in einheitlichen Beton eingebettet wurden, und daß sie sich doch leicht auf der Blockoberfläche montieren ließen. Besondere Sorgfalt wurde der sachgemäßen Behandlung der Arbeitsfugen zugewendet. Am Abend vor dem Weiterbetonieren wurde mit Druckluftmeißel eine 2,5 cm starke Oberschicht des alten Betons abgestemmt, die neue Oberfläche mit Druckwasser gereinigt und das überschüssige Wasser mit aufgeblasener Druckluft beseitigt. Am nächsten Morgen wurde die Reinigung und Anfeuchtung des Betons und die Beseitigung des überschüssigen Wassers in gleicher Weise unmittelbar vor dem Betonieren wiederholt. So wurde eine reine, rauhe, gesunde und feuchte Betonoberfläche geschaffen. Die Betonierung setzte mit zwei Mörtelfüllungen ein, auf die eine Lage von 35 cm Beton folgte. Der Mörtel wurde entsprechend dem Vorrücken der Betonlage vorgezogen. Die nächste Betonlage folgte in einer Stunde Abstand. So wurde der Block innerhalb einer Arbeitsschicht hochgetrieben. Ober- und Unterschalung waren, um eine möglichst gute Uebereinstimmung zwischen theoretischer und wirklicher Mauerform zu erreichen, mit Zugbolzen miteinander verbunden; sie bestand aus geklinkerten Brettern und blieb 4 Wochen, später — als die Bauzeit abgekürzt werden mußte — 2 Wochen stehen. Die Abweichungen der Mauerstärke von der Sollstärke haben im allgemeinen nicht mehr als 3 mm betragen, nur an einer Stelle betrug sie 10 mm, als Folge einer größeren Blockhöhe, unter der die Schalung nachgegeben hatte. Der Bericht betont, daß die große Sorgfalt, die beim Bau der Mauer nach jeder Richtung beachtet worden ist, kein Hinderungsgrund sei, die gewonnenen Ergebnisse auf andere Mauern zu übertragen, da das Bestreben im Betonbau ganz allgemein auf eine ständige Verfeinerung der Baumethoden gerichtet sei und bald Allgemeingut aller Bauausführenden sein werde, was heute noch als ungewöhnlich angesehen würde. An dieser Stelle sei vermerkt, daß die Arbeitsfugen unter der Wasserlast im allgemeinen dicht gehalten haben und erst einige feuchte Stellen zeigten, als die Mauer bei Vollbelastung statische Risse erhielt. Dagegen haben sich längs der für die Schalungen verwendeten Bolzen sehr bald Feuchtigkeiten an der Unterwasserseite gezeigt.

Die Festigkeit des Betons betrug nach 28 Tagen im Durchschnitt 140 kg/cm². Die Abweichungen von diesem Mittelwert waren nur gering, obwohl im Laufe der Betonierung einmal von der Verwendung älteren, länger auf der Baustelle gelagerten Zements zur Verwendung eines unmittelbar frisch aus der Fabrik kommenden Zements übergewechselt werden mußte. Der Festigkeitsunterschied wurde hierbei durch die entsprechende Wahl des Mischungsverhältnisses ausgeglichen. Während der Bauausführung wurde eine große Zahl von Druckzylindern und Probebalken aus den Mauermischungen hergestellt, den verschiedensten Lagerungsbedingungen unterworfen, aufbewahrt und nach verschiedenen Zeiten abgedrückt. Außerdem wurden mit den Baustoffen der Mauer umfangreiche Laboratoriumsversuche angestellt, um das Elastizitätsmaß und die Poissonsche Zahl und ihre Abhängigkeit von Mischung, Zuschlagstoffen, Alter und anderen Faktoren zu bestimmen, ferner zur Feststellung der Raumänderungen des Betons unter dem Einfluß der Temperatur, der Feuchtigkeit und von langanhaltenden Kraftwirkungen (plastisches Verhalten) und zur Ermittlung der Wasserdurchlässigkeit. Alle diese Versuche, zunächst nur bestimmt, um Unterlagen für die Auswertung der Meßergebnisse an der Versuchsmauer zu gewinnen, haben in ihren Ergebnissen eine allgemeine Bereicherung unserer Kenntnisse von den physikalischen Eigenschaften des Betons gebracht. Leider verbietet der Raum, in diesem Zusammenhang auf die interessanten Ergebnisse näher einzugehen.

Die Modellversuche wurden im Verzerrungsverhältnis 1 : 12 ausgeführt. Die Mauer wurde in Zelluloid und das Wasserbecken durch einen Quecksilberbehälter nachgebildet. Bei der Auswertung der Messungen war zu berücksichtigen, daß das Elastizitätsmaß des Zelluloids nur rd. $^1/_{14}$ des Betonmaßes ist und daß einer Poissonschen Zahl bei Beton von 0,15 eine solche für Zelluloid von 0,42 gegenübersteht. Außerdem war das 13,6-fache spezifische Gewicht des Quecksilbers zu beachten.

Für die Wahl der Beobachtungsverfahren war das Ziel, die Verteilung der Wasserlast auf die Mauerquerschnitte festzustellen, maßgebend. Zu diesem Zweck wurden die Durchbiegungen der Mauer und ihre Biegungslinien unmittelbar bestimmt, und die Spannungen an der Oberfläche und im Innern der Mauer gemessen. Daneben gingen Beobachtungen über das Schrumpfen des Betons, Temperaturmessungen und, nachdem in der Mauer sich Risse gebildet hatten, die Bestimmung der Rißweite. Die Meßinstrumente bestanden in Neigungsmessern, mit denen die Neigung an 1,5 m übereinanderliegenden Bolzen gemessen wurde, in Krümmungsmessern, mit denen an je drei 0,5 m voneinander entfernten Bolzen der Halbmesser des durch die Meßpunkte gehenden Krümmungskreises bestimmt wurde, in Spannungsmessern, die aus der Längenänderung des Abstandes zweier 25 cm entfernter Bolzen mit Hilfe des Elastizitätsmaßes die Oberflächenspannung zu ermitteln gestattete, und in elektrischen Fernmeßgeräten im Innern der Mauer. Die letzteren beruhten auf der Änderung des elektrischen Widerstandes in einem Satz von Kohlenscheiben bei Änderung des die Scheiben aufeinanderpressenden Druckes, dienten also zur Innen-Spannungsermittlung, bezw. sie beruhten auf der Änderung des Widerstandes in einer Kupferdrahtspule bei Temperaturänderungen, dienten also zur Messung der Innentemperatur.

Im ganzen wurden 13 Untersuchungen angestellt, je ausgehend von dem Leerzustande des Beckens und bei verschiedenen Belastungen. Ein über die Mauer gehendes längeres Hochwasser gab Gelegenheit, die Wirkungen eines solchen Hochwassers auf die Gewölbemauern zu beobachten. Auf die Einzelheiten der Beobachtungen und ihrer Auswertung einzugehen, erübrigt sich. Als Ergebnisse von allgemeinem Interesse seien mitgeteilt:

1. Der Beton ist bei der geschilderten sorgfältigen Herstellung wasserdicht. Auch die Arbeitsfugen bleiben so lange wasserdicht, als nicht die Mauer Zugspannungen erhält, die über das für Betonbauten zugelassene Maß hinausgehen. Durchgehende Bolzen ergeben Undichtigkeiten. An den Hängen öffnen sich schon bei der Herstellung infolge des Schrumpfens des Betons Fugen, die aber nachträglich durch Mörtelausspritzungen gedichtet werden können. Erschütterungen bei der Bedienung von Grundablässen tragen erheblich zur Bildung statischer Risse bei.

2. Die Beobachtungen an der Versuchsmauer, an im Betriebe befindlichen alten Mauern und an Modellmauern über Durchbiegung und Verteilung der Kräfte in der Mauer stimmten gut überein, wenn die Unterschiede in der Belastung und in den Eigenschaften der benutzten Materialien rechnungsmäßig berücksichtigt wurden. Modellversuche sind daher geeignet, weitere Aufschlüsse über die statischen Verhältnisse in Gewölbemauern zu erbringen, und können ein wertvolles Hilfsmittel sein bei der Aufstellung von Entwürfen für Gewölbemauern.

3. Die mit einfachem Rechnungsverfahren entworfene Staumauer hat sich im Betriebe den ihr zugemuteten Lasten voll gewachsen gezeigt, trotz ihrer äußerst knappen Abmessungen. Auch das Hochwasser hat keine Beschädigungen herbeiführen können. Bei guter Gründung und günstiger Talform ist somit eine Gewölbemauer ohne Eisenbewehrung, was die statischen und dynamischen Beanspruchungen anbetrifft, als vollwertige Mauer für Talsperrenbecken anzusehen.

4. Die Verteilung der Wasserlast auf die Mauer (Zusatzbelastung in den oberen Teilen, und Entlastung der unteren Teile durch die zwischen den Bogenlamellen auftretenden Schwerkräfte) ist geklärt und die Grundlage gegeben für eine sparsame Ausbildung der Mauern und für eine Überprüfung der Standfestigkeit der bereits erbauten Mauern.

Der Bericht glaubt als Endergebnis von wirtschaftlicher Bedeutung feststellen zu können, daß neue Mauern in Zukunft sehr viel dünner konstruiert werden können als bisher üblich, weil nunmehr wissenschaftlich

einwandfreie Unterlagen vorliegen, die eine einwandfreie Berechnung ermöglichen. Die Behörden müßten daher ihre Anforderungen, die sie im Interesse der Sicherheit der Unterlieger bisher zu stellen für notwendig angesehen haben, erheblich herabsetzen.

So ausführlich sich der Bericht mit den statischen Verhältnissen in der Mauer befaßt — die Messungen und ihre Ergebnisse sind noch ergänzt durch umfangreiche elastizitätstheoretische Untersuchungen —, so lakonisch ist er bei der Beantwortung der für die Gewölbemauern sicher ebenso wichtigen Fragen, die sich im Betriebe aus chemischen und Witterungseinflüssen für die Standsicherheit der Mauer ergeben. Von den 280 Seiten des Berichtes sind diesen Fragen nur drei gewidmet. Bei guter Gründung wird die Gefahr einer Zerstörung durch Erdbeben verneint, bezüglich der durch Eisdecken möglichen Kräfte wird für notwendig angesehen, entweder die Möglichkeit einer Schubwirkung durch die Lage der Sperre zum Tal oder durch besondere Schutzmaßnahmen auszuschalten, oder aber diesen Kräften bei der Bemessung der Mauer Rechnung zu tragen. Am kürzesten sind die Äußerungen des Berichtes über die Gefahr einer Zersetzung des Betons gehalten, obwohl gerade hierin wohl die schwerwiegendsten Bedenken gegen die Ausführung allzu dünner Mauern bei Talsperren begründet sein dürften. Es wird lediglich auf die Möglichkeit einer Zerstörung des Betons durch Frost und durch Chemikalien hingewiesen und die Meinung geäußert, daß im allgemeinen wohl ein wasserdicht hergestellter Beton aus kalkarmen Zementen genügende Widerstandsfähigkeit besitzen werde, daß aber wohl in schwereren Fällen notwendig werden würde, stärkere Abmessungen für die Mauer zu wählen. Man wird den Wunsch aussprechen dürfen, daß gerade diesen Fragen in besonderem Umfange die weiteren Arbeiten und Veröffentlichungen des Ausschusses zugewendet sein mögen. Da über 100 Sperren solcher Art vorhanden sind, zum Teil bereits seit längerer Zeit, muß es wohl möglich sein, auch nach dieser Richtung durch Sammlung und Auswertung aller auf der Welt verstreuten Erfahrungen zu wohlbegründeten Ergebnissen zu gelangen. Greiff.

Vermischtes.

Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. Oberregierungs- und Baurat Rudolf Seifert, bisher Leiter des Bureaus für Hauptnivellement und Landesgewässerkunde im preußischen Landwirtschaftsministerium, ist zum Leiter der Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau in Berlin-Charlottenburg mit der Amtsbezeichnung Direktor und Professor ernannt worden. Direktor Seifert, der bereits früher in der Versuchsanstalt tätig war, wird hiermit Nachfolger des um die Entwicklung der Wasserbauforschung so hochverdienten, zu früh verstorbenen Oberbaurats Dr.-Ing. ehr. Krey.

Technische Hochschule Hannover. Die akademische Würde eines Doktor-Ingenieurs ehrenhalber ist verliehen worden dem Ersten Direktor der Hamburger Hochbahnen, Regierungsbaumeister a. D. Wilhelm Stein in Hamburg, in Anerkennung seiner hohen Verdienste um die Entwicklung des großstädtischen Verkehrswesens, in Sonderheit um den Bau und Betrieb der Hamburger Hochbahn und um die wissenschaftliche Durchdringung der Probleme des Großstadtverkehrs.

Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 34. Absturz einer Brandmauer infolge des Seitendruckes von flüssigem Beton. Hinter dem 14 m langen Brandgiebel eines vierstöckigen Fabrikgebäudes, der die Längsmauern um 1 m überragte (s. Abb. 1 u. 2), sollte zur Unterstützung der 8 cm starken Dachplatte der in der Abb. 3 im Querschnitt dargestellte 13 cm breite und 0,6 bis 0,9 m hohe Endbalken aus Eisenbeton angeordnet werden. Als äußere seitliche Schalung wurde der 25 cm starke, aus Ziegelsteinen in Zement-Kalkmörtel aufgeführte Brandgiebel benutzt. Als die straßenseitige Hälfte des Endträgers etwa in voller Höhe mit Gußbeton gefüllt war, wich der in der Abb. 1 schraffierte Teil des Mauerwerks plötzlich aus und stürzte ab. Die Trümmer durchschlugen, im Sturz die vier übereinander angeordneten Schutzgerüste mitreißend, das Dach eines darunter liegenden Kohlenschuppens und erschlugen einen dort beschäftigten Arbeiter, während vier weitere im Schuppen arbeitende Personen schwer und vier andere leichter verletzt wurden.

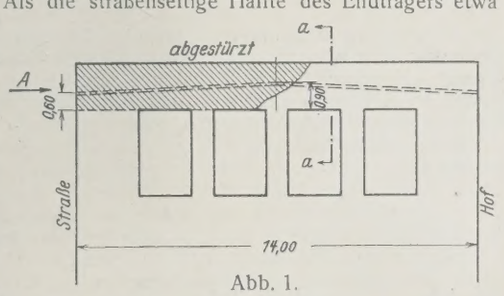


Abb. 1.

Unmittelbar vor dem Absturz des Mauerteiles beobachteten die beiden mit dem Einbringen des Betons beschäftigten Arbeiter ein Setzen des frisch in den Endträger eingegossenen Betons. Die sofort nach dem Unfall angestellten Ermittlungen und Zeugenvernehmungen ergaben, daß der teilweise abgestürzte 25 cm starke Teil der Giebelwand am Unfalltage 4 bis 6 Tage alt war. Während und nach dem Bau dieses Wandteiles bewegte sich die Temperatur zwischen + 4 ° und — 1 °. Am Tage vor dem Unfall betrug sie — 2,8 ° bis + 2,8 °. Nach den Zeugenaussagen wurde ein Mörtel im Mischungsverhältnis 2 Zement : 1 Kalk : 4 Sand verwandt. Aus architektonischen Gründen war von der Unterkante der obersten Fensterstürze an aufwärts (60 cm) kein Verband zwischen der Längswand und Giebelmauer ausgeführt worden (s. Abb. 2). Die innere Holzschalung des Endträgers und das als äußere Schalung benutzte Giebelmauerwerk waren nicht miteinander verankert. Der für die Einschalung nicht verantwortliche Maurerpolier hatte hierfür zwar in den Fugen des Mauerwerks Löcher vorbereitet. Hiervon hatten aber der für die Eisenbetonarbeiten verantwortliche Bauleiter A sowie die anderen Poliere keine Kenntnis. Die verantwortliche Leitung der Erd- und Maurerarbeiten hatte die Bauunternehmung einem dem Bauleiter A gleichgestellten Bauführer B übertragen.

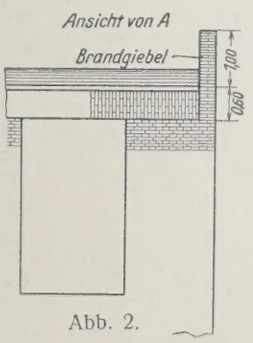


Abb. 2.

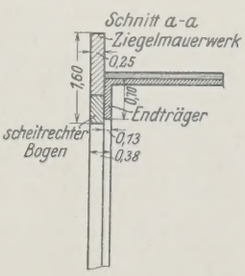


Abb. 3.

Nach dem Gutachten der hinzugezogenen Sachverständigen ist die Mauer durch den wagerechten Druck des ziemlich flüssig eingebrachten Betons, der wie eine Flüssigkeit mit dem spezifischen Gewicht 2,2 gewirkt habe, umgestürzt worden. Berechnet man unter dieser Annahme den Seitendruck des Betons, so ergibt sich ein Kippmoment von i. M. 125 kgm für 1 m Mauerlänge. Dies ist 35 % größer als das widerstehende Moment der Mauer. Wesentliche Zugkräfte konnte der infolge der niedrigen Temperatur nur langsam erhärtende Mörtel nicht übertragen. Eine Verzahnung der Giebel- und Seitenwände würde nach Ansicht der Sachverständigen voraussichtlich nur bewirkt haben, daß an der Ecke ein Teil der Mauer stehen geblieben wäre. Der Einsturz des übrigen Teils würde dadurch aber nicht verhindert worden sein. Da der Schuppen mit den verunglückten Personen nicht unter dieser Ecke, sondern etwas zurück lag, wäre auch beim Stehenbleiben der Ecke die Verletzung der Personen nicht vermieden worden.

Der für die Eisenbetonarbeiten verantwortliche Bauleiter A hatte vor Übernahme dieser Bauleitung noch keine nennenswerten Erfahrungen in der Gußbetonbauweise. Er erklärte, ihm sei in keiner Weise der Gedanke gekommen, daß der Seitendruck des Betons in dem nur 13 cm starken Träger das Mauerwerk umwerfen könne. Er hat daher auch keine Standsicherheitsberechnung aufgestellt und eine Verankerung überhaupt nicht in Erwägung gezogen.

Die Gutachter kamen zu dem Ergebnis, der Umstand, daß der Bauleiter A die Eigenschaften des Gußbetons als schwere Flüssigkeit verkannt habe, könne nicht als Verstoß gegen die anerkannten Regeln der Baukunst aufgefaßt werden. Die Erfahrungen mit der noch in der Entwicklung begriffenen Gußbetonbauweise seien noch nicht als anerkannte Regeln der Baukunst zu bezeichnen. Auch in den Eisenbetonbestimmungen sei kein Hinweis darauf enthalten, daß Gußbeton bei der Berechnung der Schalungen als schwere Flüssigkeit zu betrachten sei. Die Literatur enthalte nur ganz spärliche Angaben darüber. Für den nach den Vertragsbestimmungen in sehr kurzer Zeit durchzuführenden Bau sei insbesondere mit Rücksicht auf die Gußbetonausführung ein Bauleiter mit langjähriger Erfahrung erforderlich gewesen, die A nicht besessen habe. Es sei aber verständlich, daß er sich trotzdem auf Grund seiner früheren Leistungen den Aufgaben der Bauleitung gewachsen gefühlt habe.

Auf Grund der Gutachten beschloß das Gericht, das gegen die beiden Bauleiter wegen fahrlässiger Tötung und fahrlässiger Körperverletzung eingeleitete Verfahren einzustellen. Die Unterlassung der Standsicherheitsuntersuchung der Mauer könne dem Bauleiter A nach seinen Fähigkeiten und beruflichen Erfahrungen nicht als Fahrlässigkeit angerechnet werden. In der Übernahme der Bauleitung sei ein Verschulden nicht zu erblicken. Durch die im Verantwortungsbereich des Bauleiters B ausgeführten Maurerarbeiten sei der Unfall nicht verursacht worden.

Die Beschwerde der Staatsanwaltschaft gegen die Einstellung des Verfahrens gegen den Bauleiter A wurde verworfen. We.

Direktor Paul Henke †. Am 15. November d. Js., wenige Tage vor Vollendung seines 61. Lebensjahres, starb Paul Henke, der verdienstvolle langjährige Direktor der Firma Beuchelt & Co. zu Grünberg (Schlesien), der er sein ganzes Leben gewidmet hatte. In San Remo, wo er Erholung und Kraft für neue Arbeit suchte, erlag er einem Herzschlage. In ihm hat der deutsche Stahlbau einen seiner tüchtigsten und erfolgreichsten Vertreter verloren; namentlich hinsichtlich der Ausführung in der Werkstatt und für die Vorbereitung und Durchführung der Montagen hat er Vorbildliches geleistet. Nach dem Tode von Geheimrat Beuchelt hatte P. Henke die Gesamtleitung des Werkes, und damit auch die Sorge für die Abteilungen Waggonbau und Tiefbau übernommen.

Ein eigenartiges Gerippe für eine Stauschwelle. Der Kansas-Fluß führt während der trockenen Jahreszeit in der Nähe von Topeka nur geringe Wassermengen. Da auch die Brunnen der Stadt wenig ergiebig

waren, so wurde nach einem Bericht in Eng. News-Rec. vom 20. 9. 1928 im Jahre 1921 ein Entnahmerohr etwa 30 m in den Flußlauf vorgestreckt. Zur Sicherung der Wasserversorgung wurde eine Stauschwelle im Fluß angelegt, die jedoch durch eine Flutwelle fortgerissen wurde. Um eine künstliche Ansandung (Abb. 1) hervorzurufen und einen tiefen Wasserkanal um das Einlaufrohr zu schaffen, wurden Kreuzböcke aus Eisenbetonstäben, die in der Mitte durch einen Betonblock zusammengefaßt waren, in Richtung der zu bildenden Sandschwelle in das Flußbett ausgelegt (Abb. 2). Die Eisenbetonkreuzböcke wurden untereinander durch mehrere Kabel und ein Drahtmaschengeflecht verbunden. Außerdem wurden die Böcke durch je zwei Kabel rückwärtig verankert. Zur Vermeidung von Unterspülungen der Stauschwelle wurden zwischen die Ankerkabel ebenfalls Maschengewebe gespannt. Diese neue Stau- oder Leitschwelle erwies sich auch während des Hochwassers im Winter und Frühling 1927 als zweckdienlich. Die sich bildende Ansandung hat in der Nähe des Rohreinlaufes eine genügende Wassertiefe ergeben und somit der Stadt eine ständige Wasserversorgung gesichert. Das Betonskelett wurde nach Patenten und Entwürfen der Smith Concrete Jetty Company, Topeka, Kan., ausgeführt. Zs.

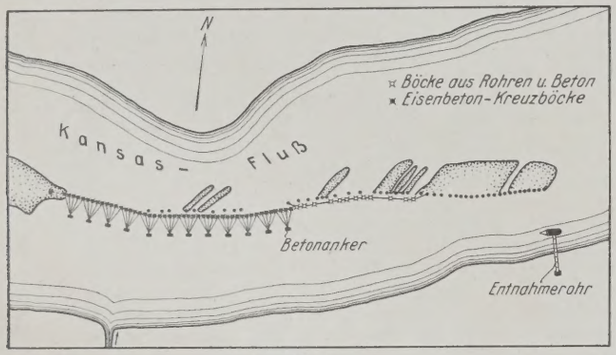


Abb. 1.

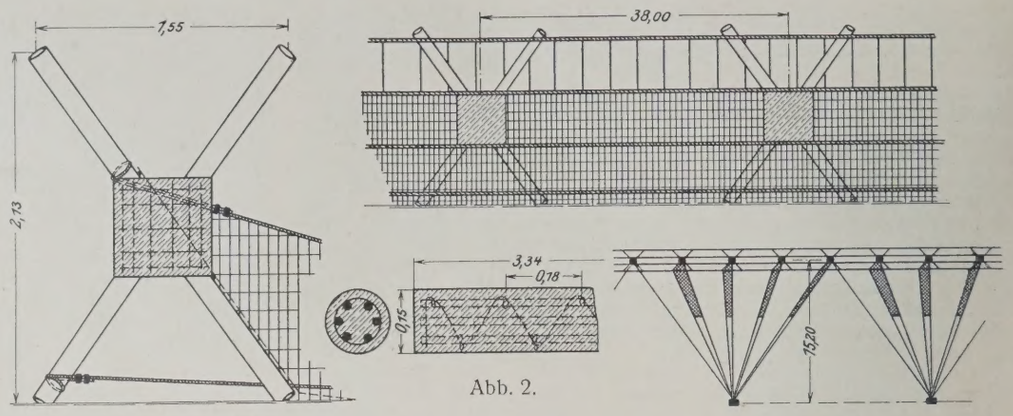


Abb. 2.

Vertiefung der Außenweser durch den Ausbau des Fedderwarder Armes. Die Arbeiten zur Vertiefung der Außenweser — der seewärts Bremerhafen gelegenen Stromstrecke der Weser — auf eine Fahrwassertiefe von 10,3 m unter Mitteltide-Niedrigwasser, deren Notwendigkeit und Gründe bereits Strombaudirektor Plate, Bremen, in der „Bautechnik" 1926, S. 356 u.f., bei Darstellung des mit dieser Vertiefung im Zusammenhang stehenden Ausbaues der Fahrwasserbezeichnung der Außenweser geschildert hat, sind bis auf geringe Restarbeiten beendet. Der Ausbau, der mit einer Verlegung des Fahrwassers aus dem Wurster Arm in den Fedderwarder Arm verbunden war, hat nach der technischen Seite im 9. Jahrbuch der Hafenbautechnischen Gesellschaft[1]) aus der Feder desselben Verfassers eine eingehende Darlegung erfahren.

Bei diesem Ausbau handelte es sich um die Aufgabe, die Vertiefung des Fahrwassers und seine Sicherung gegen Verschlickung und nautische Schwierigkeiten mit einfachen Ausbaumitteln unter weitgehender Ausnutzung der natürlichen Räumungskraft des Stromes zu erzwingen und gleichzeitig dabei die in allmählicher Entwicklung vorbereitete Ausbildung des 10 km unterhalb Bremerhaven von dem bisherigen Fahrwasser westlich abzweigenden Fedderwarder Armes zum Hauptfahrwasser durch Baggerungen und Strombauwerke so zu beschleunigen und zu sichern, daß die Überleitung des Schiffahrtverkehrs in dieses Fahrwasser ohne Schwierigkeiten vollzogen werden konnte. Durch Beobachtungen war festgestellt, daß eine ausreichende Selbsträumung bei einer rechnungsmäßigen Strömungsgeschwindigkeit von 1,1 m Sek. bei halber Ebbe zu erwarten ist. Auf dieser Grundlage wurden Normalprofile parabolischer Gestalt mit 200 m Fahrwasserbreite errechnet und neue Niedrigwasserlinien und Streichlinien für Buhnen und Leitwerke in Anlehnung an den vorhandenen Tiefenplan festgelegt. Die Herstellung dieses Fahrwassers bedingte eine erhebliche Einschränkung der Niedrigwasserprofilbreite. Es gelang, diese Einschränkung mit verhältnismäßig wenigen Buhnen und Deckwerken zu erreichen, die eine schnelle und planmäßige Verschlickung der abgegrenzten, teilweise sehr ausgedehnten Felder herbeiführten. Mit dieser Verlandung gelang es auch in überraschender Weise, ungünstig wirkende Seitenrinnen, aus denen Querströmungen die gleichmäßige Ausbildung des Hauptfahrwassers erschwert und auch nautische Unbequemlichkeiten gebracht hatten, so zu verdämmen, daß diese Nachteile wegfielen. Neben der Einengung des Niedrigwasserprofils brachten die Buhnen vor deren Köpfen Vertiefungen, die eine Umverlegung des Fahrwassers aus dem östlichen in den westlichen Arm begünstigten. Die schwierigste Aufgabe des Ausbaues, den Ebbestrom vom Wurster Arm abzudrängen und nach links in den Fedderwarder Arm umzulenken, welcher Umlegung er unter der Einwirkung der Erdumdrehung stark widerstrebte, wurde mit Erfolg gelöst durch Errichtung eines stromauf gerichteten Leitdammes von der die beiden Arme trennenden Robbenplate aus mit insgesamt $5^1/_4$ km Länge, durch den der Ebbestrom gefangen und zum Fedderwarder Arm geführt wurde, und durch künstliche Bodenanschüttungen am rechten Ufer des Wurster Armes, die hier das Fahrwasser verengten. Die Anlandungen mußten durch Buhnenbauten und Grunddeckungen vor dem Abwandern und Abspülen gesichert werden. Der Fedderwarder Arm selbst wurde durch Schutz der Ufer vor Abbruch in seiner Lage festgelegt. Damit wurde der sich bereits zeigenden Entwicklung zur Ausbildung stärkerer Krümmungen und Gegenkrümmungen und der Gefahr der Verwilderung vorgebeugt. Dem gleichen Zweck diente ein 3,8 km langer Leitdamm auf dem westlichen Ufer des Armes, durch den eine bei Flut bis dahin wirksame unbequeme Querströmung aus dem westlich anliegenden Fedderwarder Priel abgeriegelt und ein günstiger Eintritt des Flutstroms in das Hauptfahrwasser erzielt wurde. Die genannten Bauarbeiten waren von Baggerungen begleitet, die insbesondere bei der Umlegung des Fahrwassers an den Übergängen in größerem Umfange notwendig wurden. Schon im September 1922 nach 5 monatiger Arbeit konnte der Verkehr über das neue Fahrwasser gehen. Die Ausbaumaßnahmen haben die in sie gestellten Erwartungen im allgemeinen voll erfüllt. Die Wahl des Fedderwarder Armes zum Hauptfahrwasser hat sich als richtig erwiesen. Mit der planmäßigen Fahrwassertiefe von 10,3 m unter Niedrigwasser und 13,6 m unter Hochwasser bei 200 m Mindestbreite stellt die Außenweser nunmehr eine allen Anforderungen des Ozeanverkehrs voll entsprechende Seewasserstraße dar. Gr.

[1]) Verlag der Hafenbautechnischen Gesellschaft E.V. Hamburg, für den Buchhandel VDI-Verlag, Berlin NW 7, 1928, S. 167 bis 171.

Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neuen Rheinbrücken bei Ludwigshafen-Mannheim, Speyer und Maxau. In dem Wettbewerb für die Brücke bei Ludwigshafen-Mannheim (vergl. „Die Bautechnik" 1928, Heft 50, S. 734) hat das Preisgericht am 5./7. Dezember 1928 folgende Preise zuerkannt:

einen ersten Preis von 7000 R.-M. dem Entwurf 2 141 887, Verf. Zivilingenieur E. M. Kilgus, Breslau. Perspektiven dargestellt von Kunstmaler Gerhard Beuthner und Architekt Pfafferott, beide in Breslau;

einen zweiten Preis von 5000 R.-M. dem Entwurf 261 074, Verf. Reichsbahnoberrat Krabbe, Reichsbahndirektion Essen;

einen dritten Preis von 3000 R.-M. dem Entwurf 300 127, Verf. MAN, Werk Gustavsburg, Gustavsburg bei Mainz, Grün & Bilfinger A.-G., Mannheim. Künstlerischer Berater Baudirektor Abel, Köln.

einen vierten Preis von 2000 R.-M. dem Entwurf 777 777, Verf. Dipl.-Ing. Max Haaf, Mannheim-Neuostheim. Mitarbeiter Architekt Wilhelm Vorholz, Ludwigshafen (Rhein).

Zum Ankauf mit 1000 R.-M. wurden empfohlen: der Entwurf 765894 A, Verf. Louis Eilers, Hannover-Herrenhausen, Architekt Prof. Dr. German Bestelmeyer, München, Kunstakademie und der Entwurf 7 924 318, Verf. Prof. Dr.-Ing. Maier-Leibnitz, Stuttgart. Architekt Regierungsbaumeister Alfred Daiber, Stuttgart.

Zum Ankauf mit 500 R.-M. wurden empfohlen: der Entwurf 135 755, Verf. Prof. Dr.-Ing. Gaber, Karlsruhe, in Verbindung mit Architekt Esch, Mannheim, und H. Honnef, Dinglingen, und der Entwurf 2 211 868, Verf. Bruno Schulz, Berlin-Grunewald, in Verbindung mit Walter Straßmann, Magistrats-Oberbaurat, Berlin-Wilmersdorf, als Architekt.

Sämtliche Entwürfe für die Brücke bei Ludwigshafen-Mannheim werden vom 23. Dezember 1928 bis einschließlich 6. Januar 1929 von 10 bis 18 Uhr im Verkehrs- und Baumuseum, Berlin NW 40, Eingang Invalidenstraße 50, öffentlich ausgestellt.

INHALT: Vergleich der neuen französischen Brückenvorschriften mit den Berechnungsgrundlagen der Deutschen Reichsbahn. — Die Straßenbrücke über die Donau bei Novi-Sad (Schluß). — Brückenbauten in Tokio. — Die Arbeiten des Amerikanischen Studienausschusses für Gewölbetalsperren. — Vermischtes: Versuchsanstalt für Wasserbau und Schiffbau. — Technische Hochschule Hannover. — Unfallstatistik des Deutschen Ausschusses für Eisenbeton. 34. Absturz einer Brandmauer infolge des Seitendruckes von flüssigem Beton. — Direktor Paul Henke †. — Eigenartiges Gerippe für eine Stauschwelle. — Vertiefung der Außenweser durch den Ausbau des Fedderwarder Armes. — Preisausschreiben der Deutschen Reichsbahn-Gesellschaft für die neue Rheinbrücke bei Ludwigshafen-Mannheim.

Schriftleitung: A. Laskus, Geh. Regierungsrat, Berlin-Friedenau.
Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin.
Druck der Buchdruckerei Gebrüder Ernst, Berlin.

Ende des Jahrgangs 1928.

UNIVERSITY OF ILLINOIS-URBANA
620.5BAU C001
DIE BAUTECHNIK$BER
6 1928
3 0112 007796292